



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

“Análisis de capacidad sismorresistente de edificaciones de mampostería de ladrillo con viga de atado típicas del Centro Histórico de la ciudad de Cuenca”

Trabajo de titulación previo
a la obtención del título de
Ingeniero Civil

Autores:

Bryan Fernando Coronel Orellana

C.I: 0104703293

bryancoronel12@yahoo.com

Paul Esteban Peñafiel Gordillo

C.I: 0104990742

paulpgor@gmail.com

Director:

Ing. Juan Carlos Jiménez Pacheco, PhD

C.I: 0102260965

Cuenca-Ecuador

22 de junio de 2020



RESUMEN

Ecuador es un país localizado dentro del cinturón de fuego del Pacífico, posee alto riesgo sísmico y, por tanto, las edificaciones están sometidas a solicitaciones sísmicas. De ahí que, ciudades como Cuenca están sujetan a movimientos telúricos fuertes debido a la presencia de la falla de Girón y al ser una ciudad cuyo trazado urbano se ajusta a plan ortogonal establecido hace 400 años y cuyas edificaciones más comunes son de mampostería, las cuales han permanecido a lo largo del tiempo, siendo reconstruidas, restauradas y reforzadas para mantener la arquitectura colonial y por ende formar parte del Centro Histórico lo que le ha permitido ser reconocida como Patrimonio Cultural de la Humanidad. Por tanto, toda la ciudad, y de manera especial, el Centro Histórico de Cuenca (CHC) es muy vulnerable ante sismos como se constató en el proyecto P-BID 400 (1999-2002): Peligro Sísmico en el Austro y Vulnerabilidad Sísmica en la Ciudad de Cuenca, llevado a cabo por la Red Sísmica del Austro de la Universidad de Cuenca (Jiménez, 2002). En este contexto es necesario realizar una evaluación sísmica de las edificaciones con las tipologías presente en el CHC. En este trabajo se estudió el comportamiento sísmico de edificaciones de mampostería de ladrillo con vigas de atado (MNRL-VA). Para ello se definió 3 edificaciones prototipo en función del área de construcción y se realizó un estudio paramétrico variando espesor de paredes, calidad de materiales, rigidez de piso e influencia del tipo de varilla en la viga de atado, además se modeló las tipologías de mampostería no reforzada (MNR) y mampostería confinada (MC) para ver la influencia de la tipología en la capacidad sismorresistente de las edificaciones. Los modelos se implementaron en el programa 3Muri que permite realizar curvas *pushover* y que utiliza el modelo de macroelementos en pórtico equivalente propuesto por (Lagomarsino et al., 2013). Debido a que esta tipología no presenta estudios realizados en la región, se realizó una revisión bibliográfica de tal manera de obtener información sobre el uso y comportamiento de la viga de atado en las edificaciones.



ABSTRACT

Ecuador is a country located in the Pacific ring of fire, it has high seismic risk and therefore the buildings are subject to seismic solicitations. Hence, cities such as Cuenca are subject to strong telluric movements due to the presence of the Girón fault and because it is a city whose urban layout conforms to the orthogonal plan established 400 years ago and whose most common buildings are made of masonry, which have remained over time, being rebuilt, restored and reinforced to maintain colonial architecture and therefore form part of the Historic Center, which have allowed to be recognized as a Cultural Heritage of Humanity. Therefore, the entire city and especially the Historic Center of Cuenca (CHC) is very vulnerable to earthquakes as found in the P-BID 400 project (1999-2002): “Peligro Sísmico en el Austro y Vulnerabilidad Sísmica en la Ciudad de Cuenca”, leaded by Red Sísmica del Austro de la Universidad de Cuenca (Jiménez, 2002). In this context it is necessary to carry out a seismic evaluation of the buildings with the typologies present in the CHC. In this work the seismic behavior of brick masonry buildings with tie beams (MNRL-VA) was studied. For this, 3 prototype buildings were defined depending on the construction area and a parametric study was carried out, varying the thickness of the walls, the quality of the materials, the stiffness of the floor and the influence of reinforcement of the tie beam, other masonry typologies were also modeled: unreinforced masonry (MNR) and confined masonry (MC) to see the influence of typology on the seismic-response of buildings. The models were implemented in the 3Muri program that allows *pushover* curves to be performed and that uses the equivalent frame model with macroelements, model proposed by Lagomarsino et al. (2013). Since this typology does not present studies carried out in the region, a bibliographic review was carried out in order to obtain information on the use and behavior of the tie beam in buildings.



ÍNDICE

RESUMEN.....	2
ABSTRACT.....	3
INTRODUCCIÓN.....	14
OBJETIVOS.....	16
1. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA.....	17
1.1. MECANISMOS DE COLAPSO DE LA MNR	19
1.1.1. Mecanismos de falla fuera del plano.....	20
1.1.2. Mecanismos de falla en el plano de las paredes	23
1.1.3. Comportamiento sísmico ideal en forma de caja	25
2. MODELOS NÚMERICOS PARA EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA	26
2.1. MICRO-MODELOS.....	26
2.2. MACRO-MODELOS.....	27
2.3. MODELOS DE MACROELEMENTOS PARA MAMPOSTERÍA	28
2.4. MODELO DE PÓRTICO EQUIVALENTE USANDO MACROELEMENTOS EN PAREDES DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA (MNR)	29
2.4.1. Idealización de la pared de mampostería en pórtico equivalente	30
2.5. MODELO DE MACROELEMENTOS DE LAS PAREDES DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA MNR 31	
2.6. MODOS DE FALLA Y CRITERIOS DE RESISTENCIA EN PILARES.....	34
2.6.1. Mecanismo de flexocompresión / volcamiento en el plano.....	36
2.6.2. Mecanismo de falla por corte con deslizamiento (shear sliding)	40
2.6.3. Mecanismo de falla por corte: agrietamiento diagonal.....	44
2.7. CRITERIOS DE RESISTENCIA PARA SPANDRELS	47
2.7.1. Mecanismo de falla a flexión	51
2.7.2. Mecanismo de falla por corte	52
2.8. NODO RÍGIDO	52
2.9. VIGAS DE ATADO EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO.....	52
2.9.1. Modelo de viga de atado sobre pared de mampostería con 3Muri.....	53
2.9.2. Modelo de la viga de hormigón armado en 3Muri.....	54
2.9.3. Criterios de resistencia	55
2.9.4. Comportamiento no lineal de elementos de hormigón armado	59
2.10. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL DE LA MAMPOSTERÍA.....	62
3. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS SISTEMAS DE PISO/CUBIERTA EN LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	65
3.1. INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DE LOS SISTEMAS DE PISO/CUBIERTA	66
3.2. INFLUENCIA DE VIGAS DE ATADO EN LOS SISTEMAS DE PISO/CUBIERTA	67
3.2.1. Diafragma rígido en su plano	67
3.2.2. Diafragma flexible en su plano	67
3.3. MODELO DE PISOS/CUBIERTAS EN 3MURI.....	69
3.3.1. Modelamiento de Diafragmas	70
3.3.2. Distribución de masas nodales adicionales debido a las cargas distribuidas.....	72
4. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO	75
4.1. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL (AEL)	75
4.2. ANÁLISIS MODAL	76
4.3. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL (ADNL)	76
4.4. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (IDA)	76
4.5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (AENL)	77
4.5.1. Determinación de la curva de capacidad de la estructura de múltiples grados de libertad (MDOF)	77
4.5.2. Definición del sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF).....	79



4.5.3.	<i>Análisis Pushover en 3Muri</i>	81
5.	DEFINICIÓN, CARACTERIZACIÓN Y MODELIZACIÓN DE LAS EDIFICACIONES PROTOTIPO	83
5.1.	BREVE RESEÑA DE LA MAMPOSTERÍA DE LADRILLO EN CUENCA	83
5.2.	CLASIFICACIÓN DE LAS TIPOLOGÍAS DE EDIFICACIÓN CON MAMPOSTERÍA EN CUENCA.....	84
5.3.	DEFINICIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LAS EDIFICACIONES PROTOTIPO.....	85
5.4.	PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS MATERIALES	87
5.4.1.	<i>Paredes de mampostería</i>	88
5.4.2.	<i>Viga de atado</i>	90
5.4.3.	<i>Entrepisos de madera</i>	91
5.4.4.	<i>Otros sistemas de entepiso y cubierta.</i>	92
5.5.	CARGAS DE PISO	93
5.6.	EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA Y CONFINADA	93
5.7.	IMPLEMENTACIÓN DE LOS MODELOS EN 3MURI.	94
5.7.1.	<i>Parámetros del modelo</i>	95
5.7.2.	<i>Modelos DXF y alineamientos</i>	96
5.7.3.	<i>Materiales</i>	97
5.7.4.	<i>Paredes y Aberturas</i>	97
5.7.5.	<i>Vigas de atado</i>	99
5.7.6.	<i>Pisos y distribución de cargas</i>	100
5.7.7.	<i>Análisis pushover</i>	103
5.7.8.	<i>Modelación de las edificaciones en 3Muri</i>	105
6.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	113
6.1.	ANÁLISIS MODAL	113
6.2.	CURVAS DE CAPACIDAD.....	125
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	134
8.	BIBLIOGRAFÍA	138

Índice de Figuras

Figura 1 Esquema de comportamiento de paredes: (a) Acción en el plano de la pared, (b) acción fuera del plano de la pared, (c) comportamiento tipo caja.	17
Figura 2 Elementos de conexión en estructuras de mampostería.	18
Figura 3 Esquema de acción sísmica dentro y fuera del plano en una pared. Fuente: Savino (2012).	20
Figura 4 Fallas locales fuera del plano en edificaciones de mampostería: (a) colapso total de la fachada, (b) colapso parcial y (c) colapso de cubierta. Fuente: D'Ayala, 2000.	21
Figura 5 Mecanismos de falla fuera del plano: (a) mecanismos de inclinación simples, (b) mecanismos de flexión vertical, (c) mecanismos de flexión horizontal y (d) mecanismos de vuelco compuesto Adaptado de: Savino (2012).	21
Figura 6 Ejemplos de mecanismos de falla fuera del plano: (a) mecanismo de inclinación simple debido al mal agarre en el nudo de las paredes ortogonales; sin vigas de hormigón armado a lo largo de las paredes; presencia de elementos de empuje y (b) mecanismo cinemático de flexión vertical de una pared monolítica de una sola planta Fuente: Savino (2012).	23
Figura 7 Mecanismo de colapso en el propio plano de la pared de mampostería Fuente: Savino (2012).	24
Figura 8 Agrietamiento de paredes (mecanismos en el plano) Fuente: Manzi (2017).	25
Figura 9 Configuración de la respuesta sísmica de edificación con la idealización del comportamiento de caja. Influenciada por el grado de restricción entre los elementos: (a) paredes sin restricción o sueltas, (b) paredes unidas mediante piso/cubierta flexible, y (c) comportamiento ideal de una caja; paredes unidas y piso rígido.	26
Figura 10 Mecanismos de falla en micro-modelos: (a) fisuración de juntas, (b) deslizamiento a lo largo del plano de las juntas a bajos niveles de tensión normal, c) figuración de los ladrillos por tracción directa, d) figuración diagonal por tracción de los ladrillos en valores de tensión normal suficientes para desarrollar la fricción en las juntas y e) "masonry crushing" Fuente: López et al. (1998).	27
Figura 11 Esquemas de modelización de la mampostería mediante macroelementos. Fuente: Quinteros (2014)	28
Figura 12 Esquemas de modelos para paredes en a) SAM II, b) 3Muri y c) 3Dmacro Fuente: Marques & Lourenço (2014).	29
Figura 13 Ejemplo de idealización de pórtico equivalente en caso de aberturas distribuidas regularmente Fuente: Lagomarsino et al. (2013).	31
Figura 14 Ejemplo de idealización de pórtico equivalente para el caso de aberturas distribuidas de manera irregular Fuente: Lagomarsino et al. (2013).	31
Figura 15 Parámetros para el cálculo de deriva de los elementos de una pared. Fuente: S.T.A Data, s. f.	32
Figura 16 Modelo de fuerza-deformación de macroelementos y variables cinemáticas. Fuente: S.T.A Data, s. f.	32
Figura 17 Mecanismos de falla de una pared: (a) flexión / volcamiento en su plano, (b) deslizamiento por corte y (c) agrietamiento diagonal por corte. Fuente: S.T.A Data, s. f.	34
Figura 18 Condiciones de borde en pilares: a) componentes de ensayo estándar; b) pilar en cantiléver; c) pilar con extremos totalmente fijos. Fuente: Adaptado de Mágenes et al. (2000) por Jiménez (2016).	35
Figura 19 Respuestas cíclicas sobre pilares obtenidas por Anthoine et. al (1995): A) modo de falla por flexión; B) modo de falla por corte.	36
Figura 20 Acción y recciones en un pilar en mecanismo de flexocompresión. Fuente: Savino (2012).	37
Figura 21 Sección del pilar: Diagrama del bloque de esfuerzos – compresión. Fuente: Guido Mágenes & Calvi (1997).	38
Figura 22 Criterio de resistencia para flexocompresión: Curva Momento último vs Carga axial a compresión. Fuente: S.T.A Data, s. f.	39
Figura 23 Zona efectiva de corte en pilares Fuente: Savino, 2012.	41
Figura 24 Diagrama de resistencia a corte con deslizamiento: T_u (Corte último) vs N (Fuerza axial a compresión) Fuente: Manzi (2017).	43
Figura 25 Modalidades de agrietamiento diagonal: Configuración 1) agrietamiento escalonado (juntas débiles); Configuración 2) agrietamiento directo (juntas resistentes) y ejemplo de agrietamiento diagonal en una pared post-sismo. Fuente: Adaptado de Manzi (2017).	44
Figura 26 Configuración de esfuerzos en pilares sometido a corte - tracción y representación en el plano de Mohr. Fuente Savino (2012).	45
Figura 27 Curva de resistencia a corte: agrietamiento diagonal $T_u = V_u$ (Cortante último) vs N (Fuerza axial a compresión) Fuente: Manzi (2017).	47
Figura 28 Comparación de los criterios de resistencia Fuente: Lagomarsino et al. (2013).	47



Figura 29 Respuesta de los spandrels: (a) spandrel con rigidez y resistencia a flexión; (b) spandrel sin rigidez y resistencia a flexión; (c) spandrel en presencia de elementos resistentes a tracción (bordillos, vigas de atado). Fuente: Adaptado de Manzi (2017).	48
Figura 30 Ejemplo post sismo de paredes de mampostería: agrietamiento por el mecanismo de falla de los spandrels a corte. Fuente: Manzi (2017).	50
Figura 31 Acciones en el plano de un spandrel. Fuente: Savino (2012).	51
Figura 32 Paredes de mampostería con abertura y vigas de atado de: (a) hormigón armado, (b) madera y (c) acero en 3muri Fuente: S.T.A Data (2018).	53
Figura 33 Esquema de modelo de viga de atado.	54
Figura 34 (a): Variable cinemáticas y fuerzas características para la viga de HA. (b): Medidas geométricas de la viga: longitud (l), ancho (b) y altura (h). Fuente: S.T.A Data, s. f.	54
Figura 35 Curvas esfuerzo vs deformación asumidos para hormigón y acero. Fuente: (S.T.A Data, s. f.)	55
Figura 36 Diagramas de deformación límite y los correspondientes diagramas de tensión. Fuente: Adaptado de S.T.A Data, s. f.	58
Figura 37 Descomposición de un muro en sus elementos - método SAM Fuente: Mágenes G (2000).	62
Figura 38 Grados de libertad del nodo tridimensional Fuente: (S.T.A Data, s. f.)	64
Figura 39 Fuerzas del nodo 3D con 5GDL y su correspondiente nodo bidimensional de 3 GDL Fuente: (S.T.A Data, s. f.)	64
Figura 40 Esquema de la construcción del modelo 3D con macroelementos: clasificación de los nodos 2D y 3D y la repartición de la masa fuera del plano Fuente: Lagomarsino et al. (2013).	65
Figura 41 Mecanismos de falla: a) la insuficiente rigidez en plano del piso el volcamiento de las paredes perpendiculares a la acción del sismo, (b) un diafragma rígido permite que las fuerzas sean transmitidas a las paredes paralelas al sismo y (c) ejemplos de tipos de volcamiento de paredes registrados en terremotos. Fuente: Baldessari et al. (2008).	66
Figura 42 Deformación del piso debido a cargas verticales. Fuente: S.T.A Data (2018).	69
Figura 43 Comportamiento de piso flexible y piso rígido. Fuente S.T.A Data (2018).	70
Figura 44 Elementos membrana de 4 nodos como el promedio de elementos malla de 3 nodos. Fuente: Lagomarsino et al. (2013).	72
Figura 45 Esquema de los parámetros para calcular las reacciones en los elementos Fuente: Lagomarsino et al. (2008).	73
Figura 46 Elección de los parámetros x_i y x_j dependiendo de los elementos horizontales Fuente: Lagomarsino et al. (2008).	73
Figura 47 Distribución de las masas infinitesimales que actúan en el tramo de la pared i, j debido a una carga distribuida Fuente: Lagomarsino et al. (2008).	74
Figura 48 Acciones locales debido a una carga puntual m_k Fuente: Lagomarsino et al. (2008).	74
Figura 49 Determinación de la curva de capacidad de una estructura Fuente: Savino (2012).	78
Figura 50 Sistema bilineal equivalente (SDOF) Fuente: Savino (2012).	80
Figura 51 Porcentaje de las diferentes tipologías de construcción presentes en el CHC. Fuente: Jiménez et al., 2018.	84
Figura 52 Mapa de evolución de tecnologías constructivas y de materiales en el CHC. Fuente: Jiménez et al., 2018.	85
Figura 53 Esquema de sistema de entrepiso de vigas de madera y entablado Fuente: Caldas & Sígcha (2017).	87
Figura 54 Esquema del sistema de cubierta. Fuente: Caldas & Sígcha (2017).	87
Figura 55. Ventana de materiales en 3Muri	95
Figura 56 Ventana con parámetros del modelo en 3Muri.	96
Figura 57. Ventana con los materiales a usar en el trabajo en 3Muri.	97
Figura 58. Ventana con el tipo de pared a usar en el modelo y dimensiones de aberturas de las paredes	98
Figura 59. Ejemplo de modelo de macroelementos	99
Figura 60 Ventana con el tipo de paredes implementado en 3Muri, en este caso pared de mampostería con viga de atado. Datos de ingreso de todas las propiedades de los elementos que componen esta tipología	99
Figura 61 Fotografía de edificaciones de mampostería con viga de atado en edificaciones de CHC obtenidas en la salida de campo.	100
Figura 62. Ventana de ingreso de datos para el sistema de piso: propiedades mecánicas y geométricas y cargas de piso.	101
Figura 63. Modelo de edificación de área media implementado en 3Muri. A la izquierda vista en planta de la distribución de carga en cada uno de los pisos y a la derecha modelo BIM en planta de la edificación.	102



Figura 64. Modelo 3D de macroelementos de la edificación de área media implementada en 3Muri.....	102
Figura 65. Modelo 3D de macroelementos de la edificación de área media implementada en 3Muri.....	102
Figura 66 Ventana de análisis sísmico en 3Muri.....	104
Figura 67 Ventana de resultados de análisis en 3Muri.....	105
Figura 68 Diagrama de árbol de los modelos a realizar en 3Muri.....	106
Figura 69. Modelo de edificación de área pequeña. (a) planos arquitectónicos, (b) Modelo BIM en 3Muri y (c) Modelo 3D de macroelementos en 3Muri.....	107
Figura 70. Modelo de edificación de área media. (a) planos arquitectónicos, (b) Modelo BIM en 3Muri y (c) Modelo 3D de macroelementos en 3Muri.....	108
Figura 71. Modelo de edificación de área grande. (a) planos arquitectónicos, (b) Modelo BIM en 3Muri y (c) Modelo 3D de macroelementos en 3Muri.....	109
Figura 72 Curvas de capacidad de la estructura de MNR de área media con espesor de 15 cm, en sentido: +X y -X.....	110
Figura 73 Curvas de capacidad de la estructura de MNR de área media con espesor de 15 cm, en sentido: +Y y -Y.....	110
Figura 74 Curvas de capacidad de la estructura de MNR de ladrillo industrial con y sin paredes interiores.....	111
Figura 75 Diagrama de árbol dónde se indican los casos a los casos escogidos para el análisis modal.....	113
Figura 76. Deformaciones modales de edificación de MNR, área media y $e=15\text{cm}$	115
Figura 77. Deformaciones modales de edificación de MNR, área media y $e=20\text{cm}$	116
Figura 78. Deformaciones modales de edificación de MNR, área media y $e=30\text{cm}$	117
Figura 79. Deformaciones modales de edificación de MNRL-VA, área pequeña y $e=15\text{cm}$	118
Figura 80. Deformaciones modales de edificación de MNRL-VA, área media y $e=15\text{cm}$	119
Figura 81. Deformaciones modales de la edificación de MNRL-VA, área media y $e=20\text{cm}$	120
Figura 82. Deformaciones modales de la edificación de MNRL-VA, área media y $e=30\text{cm}$	121
Figura 83. Deformaciones modales de edificación de MNRL-VA, área grande y $e=15\text{cm}$	123
Figura 84. Deformaciones modales de edificación de MC, área media y $e=15\text{cm}$	124
Figura 85. Set de modelos a implementar en 3Muri.....	125
Figura 86 Curvas de capacidad para edificaciones de MNR de área media con ladrillos artesanal e industrial y diferentes espesores de pared.....	126
Figura 87 Curvas de capacidad para edificaciones de MNR de área media de ladrillo artesanal y $e=20\text{cm}$ con variaciones de rigidez de piso.....	127
Figura 88 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de mampostería artesanal con variación de área de construcción para: a) $e=15\text{cm}$ y b) $e=20\text{cm}$	127
Figura 89 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de mampostería artesanal, área grande y módulo de corte para piso de $G=10\text{MPa}$ con variaciones de espesor de paredes.....	128
Figura 90 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de mampostería artesanal, área media y módulo de corte para piso de $G=10\text{MPa}$ con variaciones de espesor de paredes.....	129
Figura 91 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de mampostería artesanal, área pequeña y módulo de corte para piso de $G=10\text{MPa}$ con variaciones de espesor de paredes.....	129
Figura 92 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de área media para a) $e=15\text{cm}$ y b) 20cm	130
Figura 93 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de mampostería artesanal, área media y espesor de paredes de 20cm con variaciones de la rigidez de piso.....	131
Figura 94 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de área media, $G=10\text{MPa}$ para sistema de piso, espesor de paredes de 15cm con variación del tipo de varilla de refuerzo en la VA para: a) mampostería de ladrillo artesanal, y b) mampostería de ladrillo industrial.....	132
Figura 95 Curvas de capacidad para edificaciones de área media, y G de piso $=10\text{MPa}$ con variación de la tipología constructiva.....	133



Índice de Tablas

<i>Tabla 1 Módulos de elasticidad de mampostería de diferentes autores y normativas</i>	<i>88</i>
<i>Tabla 2 Propiedades mecánicas de la mampostería con ladrillo artesanal e industrial</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 3 Propiedades mecánicas del hormigón de la viga de atado</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 4 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo de la viga de atado</i>	<i>91</i>
<i>Tabla 5 Factores de reducción de módulo de corte de los sistemas de piso</i>	<i>92</i>
<i>Tabla 6 Cargas: muerta y viva según el sistema de piso.....</i>	<i>93</i>
<i>Tabla 7 Parámetros para los modelos de mampostería</i>	<i>96</i>
<i>Tabla 8 Resultados de análisis modal de la edificación de MNR, área media y espesor de 15 cm</i>	<i>114</i>
<i>Tabla 9 Resultados de análisis modal de la edificación de MNR, área media y espesor de 20 cm.</i>	<i>115</i>
<i>Tabla 10 Resultados de análisis modal de la edificación de MNR, área media y espesor de 30cm.</i>	<i>116</i>
<i>Tabla 11 Resultados de análisis modal de la edificación de MNRL-VA, área pequeña y espesor de 15cm.</i>	<i>118</i>
<i>Tabla 12 Resultados de análisis modal de la edificación de MNRL-VA, área media y espesor de 15cm.</i>	<i>119</i>
<i>Tabla 13 Resultados de análisis modal de la edificación de MNRL-VA, área media y espesor de 20cm.</i>	<i>120</i>
<i>Tabla 14 Resultados de análisis modal de la edificación de MNRL-VA, área media y espesor de 30cm.</i>	<i>121</i>
<i>Tabla 15 Resultados de análisis modal de la edificación de MNRL-VA, área grande y espesor de 15cm.....</i>	<i>122</i>
<i>Tabla 16 Resultados de análisis modal de la edificación de MC, área media y espesor de 15cm.....</i>	<i>123</i>



Cláusula de Propiedad Intelectual

Paúl Esteban Peñafiel Gordillo, autor del trabajo de titulación “**Análisis de capacidad sismorresistente de edificaciones de mampostería de ladrillo con viga de atado típicas del Centro Histórico de la ciudad de Cuenca**”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 22 de junio del 2020

Paúl Esteban Peñafiel Gordillo

C.I: 0104990742



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Paúl Esteban Peñafiel Gordillo en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación **“Análisis de capacidad sismorresistente de edificaciones de mampostería de ladrillo con viga de atado típicas del Centro Histórico de la ciudad de Cuenca”**, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 22 de junio del 2020

Paúl Esteban Peñafiel Gordillo

C.I: 0104990742



Cláusula de Propiedad Intelectual

Bryan Fernando Coronel Orellana, autor del trabajo de titulación “Análisis de capacidad sismorresistente de edificaciones de mampostería de ladrillo con vigas de atado típicas del Centro Histórico de la ciudad de Cuenca”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 22 de Junio del 2020

A handwritten signature in blue ink, appearing to read "Bryan", written over a horizontal line.

Bryan Fernando Coronel Orellana

C.I: 0104703293



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Bryan Fernando Coronel Orellana en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “Análisis de capacidad sismorresistente de edificaciones de mampostería de ladrillo con vigas de atado típicas del Centro Histórico de la ciudad de Cuenca”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 22 de Junio del 2020

Bryan Fernando Coronel Orellana

C.I: 0104703293



INTRODUCCIÓN

La mampostería es un material usado para la construcción de viviendas, edificaciones y estructuras que han servido para el desarrollo y progreso de la humanidad. La presencia global de estas edificaciones genera problemáticas similares en diferentes lugares del planeta. Un ejemplo claro se contempla en la colonización de América Latina por parte de los españoles. Las ciudades coloniales emblemáticas de Latinoamérica como: Bogotá, Lima, Montevideo o Cuenca, plasman, en las edificaciones de sus Centros Históricos, construcciones de mampostería similares a las que se pueden encontrar en ciudades europeas, en dónde, la mayoría de colapsos estructurales y muertes en sismos recientes se debió al inadecuado desempeño sísmico de las edificaciones de mampostería (Jiménez Pacheco et al., 2016).

Adicionalmente, América Latina se encuentra en el cinturón de fuego del Pacífico lo que le convierte en una zona que ha sido afectada por fuertes eventos sísmicos a lo largo del tiempo. Cuenca, ciudad situada en el sur de Ecuador, no ha sufrido sismos destructores en los últimos cien años, pero presenta un historial sísmico dónde se detallan eventos importantes, resaltando el ocurrido el 29 de junio de 1887 (Jiménez Pacheco et al., 2017). En este sismo se encontraba presente el hermano redentorista Johannes B. Stiehle, que relató, en una carta hacia su hermano, lo siguiente (Rivera, 2008):

En ese momento yo me encontraba dentro del monasterio. Me apresuré cuanto pude a salir al jardín, desde el cual podía ver nuestras dos iglesias, la vieja y la nueva. Era horrible ver con qué fuerza y rapidez se movían las torres, las iglesias, las casas y los árboles. Por encima de ello, el ruido de la propia tierra, similar al estampido de fuertes truenos, el estruendo de los muros al caer, los tejados de las casas desplomándose, los gemidos y los gritos dolorosos de la gente.

Todas las casas y las iglesias están de tal manera cuarteadas que da pena verlas. En la ciudad cayeron dos torres y varios tejados, pero en las aldeas y en los pueblos se derrumbaron varias iglesias y casas. [...] Pasé ocho días enteros inspeccionando solamente las casas de Cuenca, y pude ver mejor que nadie los daños que había sufrido la ciudad. Encontré algunas casas en las que era muy peligroso entrar, ni siquiera para dormir en ellas una sola noche. Incluso uno de los muros principales de nuestro monasterio se ha agrietado en quince partes desde el cimiento hasta el techo.

Por ello, es importante la protección sísmica de edificios de mampostería. Actualmente, en el Centro Histórico de Cuenca (CHC) existen varios tipos de tipologías constructivas de mampostería: MNR, MNR con vigas de atado (MNRL-VA) y mampostería confinada (MC). La tipología de MNRL-VA se presenta como una tipología constructiva mixta que combina a paneles de mampostería de ladrillo con vigas de hormigón armado.

Se usan como modelos tres viviendas prototipo del CHC. En estas tres viviendas se aplica un análisis paramétrico en función de las variables que, de cierta manera, presentan la mayor influencia en la determinación de su capacidad sísmica. La tipología constructiva, el área de



construcción, el espesor de paredes, el sistema de piso y la calidad de los materiales de construcción son los parámetros mediante los cuales se conforma el análisis paramétrico.

La capacidad sísmica de estas edificaciones juega un rol importante en su evaluación sísmica, y su cálculo de lo determina mediante análisis estáticos no lineales, también conocido como curvas *pushover*. La adopción de un patrón de cargas laterales, que simule la acción de las fuerzas inerciales sísmicas, resulta imprescindible para la fiabilidad de resultados obtenidos cuando se hace uso de los análisis estáticos no lineales. Se usa, asimismo, el análisis modal para determinar los mecanismos y modos de falla que se activan en las edificaciones durante la ocurrencia de un evento sísmico.

La viga de atado se presenta como un elemento complementario a las construcciones de mampostería, que se desarrolla conjuntamente con la aparición del hormigón armado como material de construcción, que le brinda a las edificaciones varios beneficios ante solicitaciones sísmicas.

La modelización del set de edificaciones, determinado en el análisis paramétrico, se desarrolla en el programa 3Muri, que se presenta como uno de los pioneros en cuanto a investigación y modelización de edificaciones de mampostería. El esquema de modelización de este programa es el de macroelementos. Para los modelos de paredes se usan dos elementos: pilares y *spandrels*. En cuanto a los sistemas de piso, 3Muri usa hace uso de membranas de tres o cuatro puntos, y, para este trabajo, se usó un tipo de piso predefinido dentro del programa que simula el comportamiento y características mecánicas del piso flexible presente en las edificaciones de CHC.

Finalmente, se realiza comparaciones de los resultados, principalmente de capacidad, de los diferentes modelos determinados en el análisis paramétrico. Se podrá observar, principalmente, la influencia de la viga de atado en el análisis de capacidad de las diferentes edificaciones. Adicionalmente, se presenta una comparación entre tres tipos de metodologías constructivas de mampostería.

Los resultados obtenidos proporcionarán información actualizada sobre la capacidad y respuesta sísmica de la tipología de MNRL-VA, y ayudarán, a partir de las comparaciones anteriores, establecer criterios para reforzar las edificaciones construidas con esta tipología.



OBJETIVOS

Objetivo General

Determinar la capacidad sismorresistente de edificaciones de mampostería de ladrillo con viga de atado típicas del Centro Histórico de la ciudad de Cuenca y compararla con la de otras tipologías de mampostería.

Objetivos Específicos

1. Definir las consideraciones de modelización de las edificaciones de mampostería con vigas de atado típicas del Centro Histórico de Cuenca en función de área de construcción.
2. Elaborar el set de los modelos de análisis en TREMURI.
3. Realizar el análisis modal y *pushover* paramétrico de las tres edificaciones típicas definidas.
4. Comparar y discutir resultados para los diferentes modelos de análisis.
5. Obtener conclusiones sobre la capacidad sismorresistente de las edificaciones estudiadas.

1. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA

La mampostería es un material compuesto natural o artificial que tiene buena resistencia frente a efectos de compresión y poca resistencia frente la tracción, características que influyen fuertemente en la respuesta de la estructura ante acciones sísmicas. Las cargas horizontales debidas al sismo inducen estados de esfuerzos en la edificación que podrían superar la resistencia del material. De aquí nace la importancia de realizar análisis sísmicos en este tipo de estructuras.

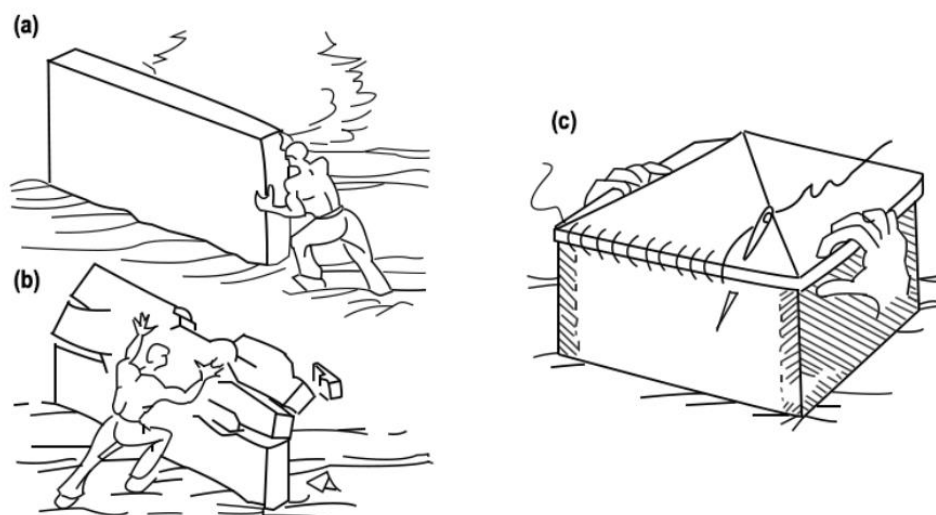


Figura 1 Esquema de comportamiento de paredes: (a) Acción en el plano de la pared, (b) acción fuera del plano de la pared, (c) comportamiento tipo caja.

La respuesta de la edificación de mampostería es afectada por distintos parámetros como la distribución de tensiones en el plano, la calidad de los materiales, la regularidad en planta, la distribución y el tamaño de las aberturas de las paredes, las características del sistema de piso y las conexiones entre los elementos verticales y horizontales. Dependiendo de las características antes mencionadas, se pueden activar diferentes mecanismos de falla en las paredes que responden a las acciones del sismo.

Las deficiencias entre conexiones de las paredes y entre paredes y piso hacen que la estructura no pueda desarrollar una respuesta sísmica global, en donde todas las paredes colaboran en la resistencia de las tensiones inducidas entre ellos. De no ser así, las paredes ortogonales a la dirección del sismo son susceptibles a presentar modos de falla fuera del plano.

Los elementos que componen las estructuras se pueden diferenciar debido a sus comportamientos estáticos y a los diferentes esfuerzos a los que están sujetos. Entre los componentes mencionados están:

- Elementos horizontales (piso y techo), sujetos a esfuerzos normales debido al peso propio y a sobrecargas y por acciones que actúan en el plano medio. Estos elementos tienen la función de transferir las cargas verticales como las horizontales hacia las diferentes paredes.
- Paredes de mampostería, las cuales están sujetas a acciones tanto verticales como horizontales. Deben soportar el peso propio y el de los muros adyacentes, además de las cargas de uso que les ha sido distribuida por los pisos. Una característica muy propia de estos elementos es la respuesta a diferentes esfuerzos según la dirección de aplicación, ofreciendo resistencia significativa dentro de su plano.

La respuesta óptima de la estructura frente a acciones sísmicas está condicionada a un comportamiento de la estructura de tipo “caja”. En relación con la estructura de mampostería, tanto la literatura y códigos, como la NTC08, prescriben que se debe concebir una estructura tridimensional formada por diferentes sistemas resistentes bien conectados entre sí. De hecho, un buen grado de conexión de los elementos garantiza un comportamiento similar al de una caja. Los elementos que garantizan este comportamiento son: vigas de atado, trabado en esquina de paredes y encadenamiento a nivel de pisos.

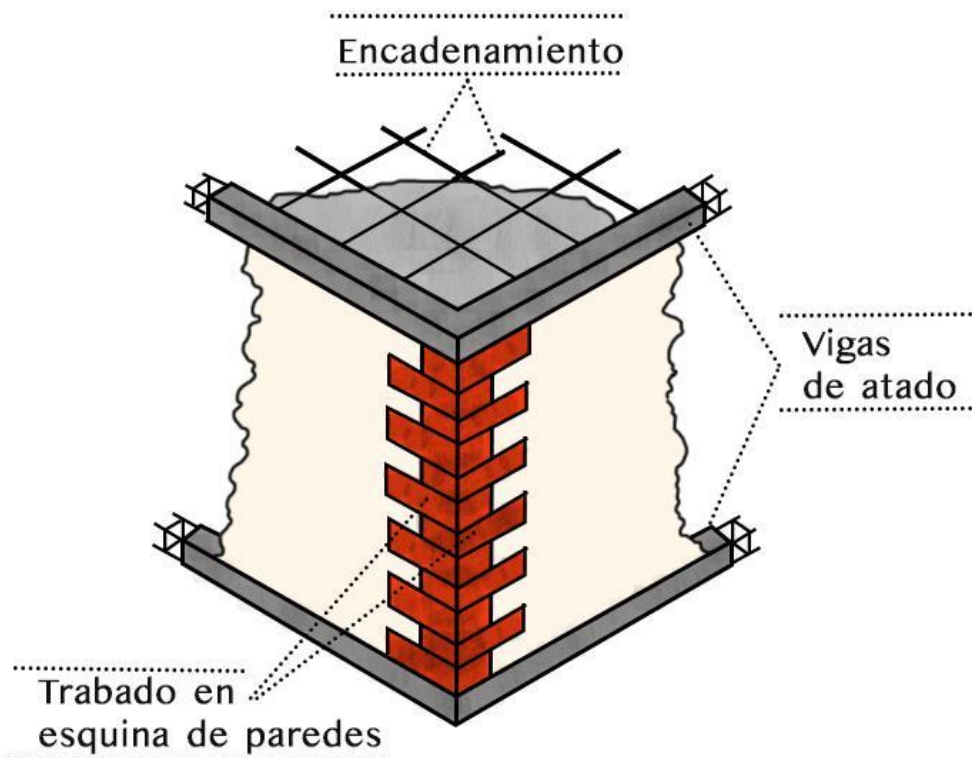


Figura 2 Elementos de conexión en estructuras de mampostería.



Viga de atado

Las vigas de atado ubicadas en cada entrepiso sobre la pared cumplen una función de restricción a la respuesta fuera del plano de las paredes y contribuyen a aumentar la rigidez de los pisos. En relación con estos últimos, tienen un papel esencial en la distribución de cargas. Los pisos rígidos distribuyen los esfuerzos entre las paredes según su rigidez; mientras que, los pisos flexibles distribuyen solamente según su área de influencia. Las vigas de atado continuas también permiten conectar paredes de refuerzo coplanarias dando lugar a edificios de tipología de paredes llenas en *cantiléver* con viga de atado, permitiendo la redistribución de esfuerzos horizontales entre ellos, brindando mayor hiperestaticidad y estabilidad al sistema resistente.

Trabado en esquina de paredes

Las paredes ortogonales deben estar sujetas entre ellas de manera efectiva a lo largo de las intersecciones. Un buen nivel de trabado de los ladrillos, y por consecuencia una buena conexión de paredes, permite que se realice una mayor redistribución de las cargas verticales que provienen de los pisos entre paredes ortogonales, incluso en pisos con una deformación predominante en una dirección.

Encadenamiento

Las cadenas están destinadas a garantizar la conexión entre paredes paralelas del edificio para mejorar su comportamiento de caja (Figura 2). Esta técnica también implica un aumento en las fuerzas de compresión en la mampostería para aumentar su resistencia a las acciones de corte.

1.1. Mecanismos de colapso de la MNR

La mampostería es un material compuesto con características heterogéneas y comportamiento anisotrópico, esto se debe a que está conformada por dos materiales con propiedades mecánicas muy diferentes. Las unidades de ladrillo son más rígidas que el mortero, pero menos dúctiles, es decir, fallan de forma frágil para niveles muy bajos de esfuerzos de tensión. Contrario al comportamiento de las unidades de ladrillo, el mortero presenta una resistencia menor, pero una mayor ductilidad con falla cuasi-frágil pero relativamente más dúctil que la falla presentada por las unidades de ladrillo. La mampostería, por su naturaleza mixta, presenta un comportamiento intermedio al presentado por las unidades del ladrillo y al mortero. La resistencia de la mampostería es mayor a la del mortero y menor a la de una unidad de ladrillo, es más dúctil que la unidad, pero nunca mayor que la ductilidad presentada por el mortero (Preciado et al., 2016).

En la respuesta del comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería no reforzada (MNR), se puede distinguir dos mecanismos de falla: falla fuera del plano debido al volcamiento de una pared con una respuesta independiente de una pared respecto a la estructura, y falla en el plano de la pared, en donde la estructura presenta una respuesta global ante el sismo. Preciado (2011) afirma que el comportamiento y mecanismos de colapso de la mampostería por sismo en el plano y fuera de éste se encuentran determinados por la calidad de los materiales, la relación de esbeltez de los paneles, la masa, la vibración inducida y el tamaño de la carga vertical sobre el elemento estructural. El comportamiento anisotrópico de la mampostería se encuentra gobernado por su baja o casi nula resistencia a la tracción en comparación con su aceptable resistencia a la compresión. Los principales mecanismos de colapso que pueden presentarse por el efecto de sismo en el plano son debidos, principalmente, a esfuerzos de flexión y corte. Las fuerzas laterales de inercia generadas por sismo fuera del plano generan que la mampostería falle de forma diferente a la presentada en el plano, el elemento estructural colapsa de forma total o parcial por el efecto del momento de volteo.

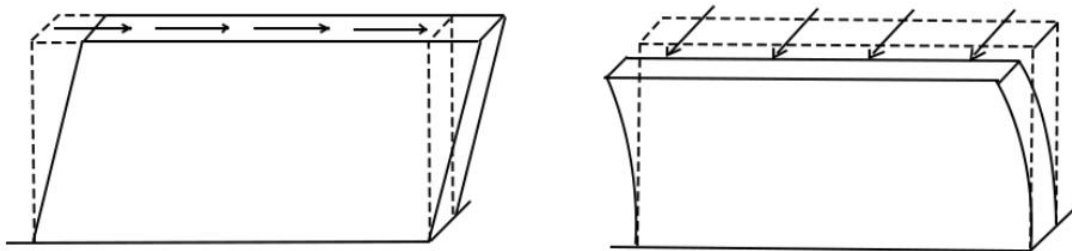


Figura 3 Esquema de acción sísmica dentro y fuera del plano en una pared. Fuente: Savino (2012).

En la figura anterior, se pueden apreciar los mecanismos de colapso son de las paredes que conforman la estructura y dependen de la dirección en la que se aplica el sismo con respecto a la posición de la estructura, por convención se toman estas acciones horizontales como agentes en el plano de las cubiertas del edificio en las dos direcciones ortogonales (X,Y).

1.1.1. Mecanismos de falla fuera del plano

Los mecanismos de colapso fuera del plano de los elementos estructurales de la edificación se dan por la aplicación de fuerzas horizontales ortogonales al plano de la pared. Las fuerzas laterales de inercia generadas por el sismo fuera del plano generan que la mampostería falle de forma total, parcial o por el efecto del momento de volteo. Los sistemas de cubierta que sean flexibles tienden a abrirse en sus apoyos por su propio peso, lo que induce empujes fuera del

plano a los elementos de apoyo, generando el colapso de las paredes o la cubierta (Preciado et al., 2016). Estos tipos de colapso se puede apreciar en la Figura 4.

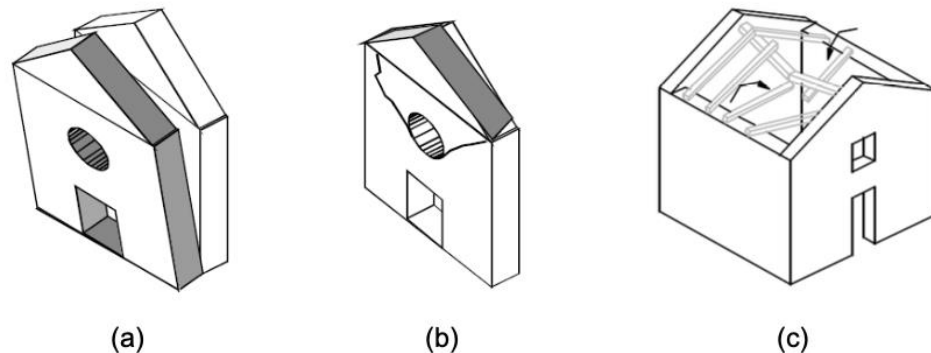


Figura 4 Fallas locales fuera del plano en edificaciones de mampostería: (a) colapso total de la fachada, (b) colapso parcial y (c) colapso de cubierta. Fuente: D'Ayala, 2000.

Según Savino (2012), los principales mecanismos cinemáticos del colapso propuestos en “Las directrices de la región de Las Marcas (2002)” (véase Figura 5) son: mecanismos de inclinación simple, mecanismos de flexión vertical, mecanismos de flexión horizontal y mecanismos de vuelco compuesto.

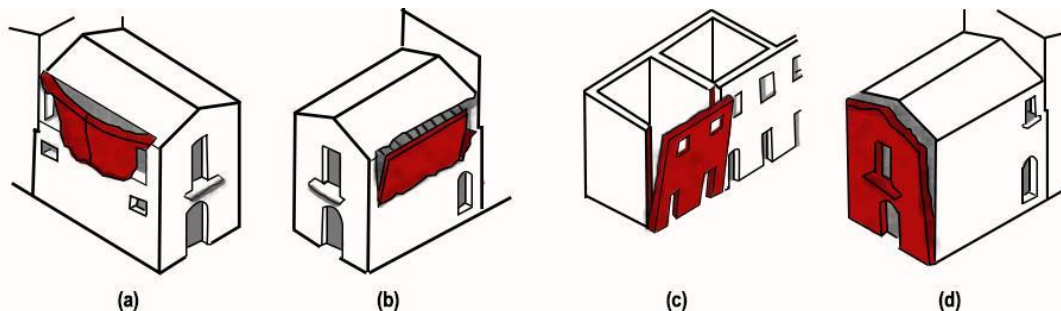


Figura 5 Mecanismos de falla fuera del plano: (a) mecanismos de inclinación simples, (b) mecanismos de flexión vertical, (c) mecanismos de flexión horizontal y (d) mecanismos de vuelco compuesto Adaptado de: Savino (2012).

Estos mecanismos son típicos de estructuras caracterizadas por conexiones inadecuadas entre paredes o entre paredes y pisos. Asimismo, se caracterizan por una respuesta sísmica independiente de una pared, que no aporta al resto de la estructura; lo que anula la respuesta en forma de “caja” de toda la estructura, esto a su vez implica una respuesta irregular de la estructura con la incapacidad de esta para distribuir las acciones sísmicas del sistema de piso a lo largo de las paredes. En condiciones extremas, esta respuesta implica la sobrecarga de algunas paredes respecto a otras, con solicitudes concentradas de ductilidad; por consecuencia, se presentarían colapsos frágiles de estas últimas. Es por ello que, con adecuadas conexiones (pared-pared y piso-pared) se evitan mecanismos de comportamiento individual. Las cubiertas y pisos juegan un papel fundamental en el comportamiento sísmico de la edificación, por lo tanto,



deben estar bien conectados con las paredes de mampostería. En este sentido aparecen dos hipótesis de comportamiento que deben ser tomados en cuenta: sistema de piso rígido y flexible. En caso de piso rígido, se permite la distribución de la acción sísmica total del plano en cada pared paralela a la dirección del sismo, evitando la posibilidad de desencadenar fenómenos de volcamiento fuera del plano. Por el contrario, el piso flexible transfiere las cargas laterales hacia las paredes perpendiculares y paralelas a la dirección del sismo, generando en ciertas paredes acciones fuera del plano y su posible volcamiento.

Es fundamental identificar los elementos de la edificación que provocan colapsos ante la acción de sismos y encadenan la formación de mecanismos cinemáticos relacionados con la pérdida de equilibrio como se pudo apreciar en la Figura 6. Por ello, se genera la necesidad de identificar dichos mecanismos mediante inspecciones y pruebas visuales como: la calidad de las conexiones (conexiones y abrazaderas) entre paredes y elementos horizontales, la geometría de la estructura, la presencia de elementos resistentes a la tracción como vigas o cadenas (vigas de atado), la calidad de las paredes, las interacciones con otros elementos del edificio y/o con edificaciones adyacentes, la presencia de grietas y cuadros de inestabilidad. Con lo cual, se puede llevar a cabo un adecuado análisis de mecanismos locales en los edificios de mampostería. Para que la estructura tenga una respuesta sísmica global es imprescindible excluir la formación de mecanismos de colapso fuera del plano. Para ello, es necesario garantizar la integridad de todas las conexiones nodales entre los elementos estructurales (pared-pared y pared-piso) mediante el uso de elementos resistentes a tracción como: vigas de hormigón armado (vigas de atado) a lo largo del perfil de las paredes y cadenas metálicas que mejoran el desempeño de las paredes frente a mecanismos de volcamiento fuera del plano (Savino, 2012).

En el análisis numérico, en los mecanismos fuera del plano se aplica el teorema cinemático de análisis de límites para sistemas de cuerpos rígidos con múltiples grados de libertad.

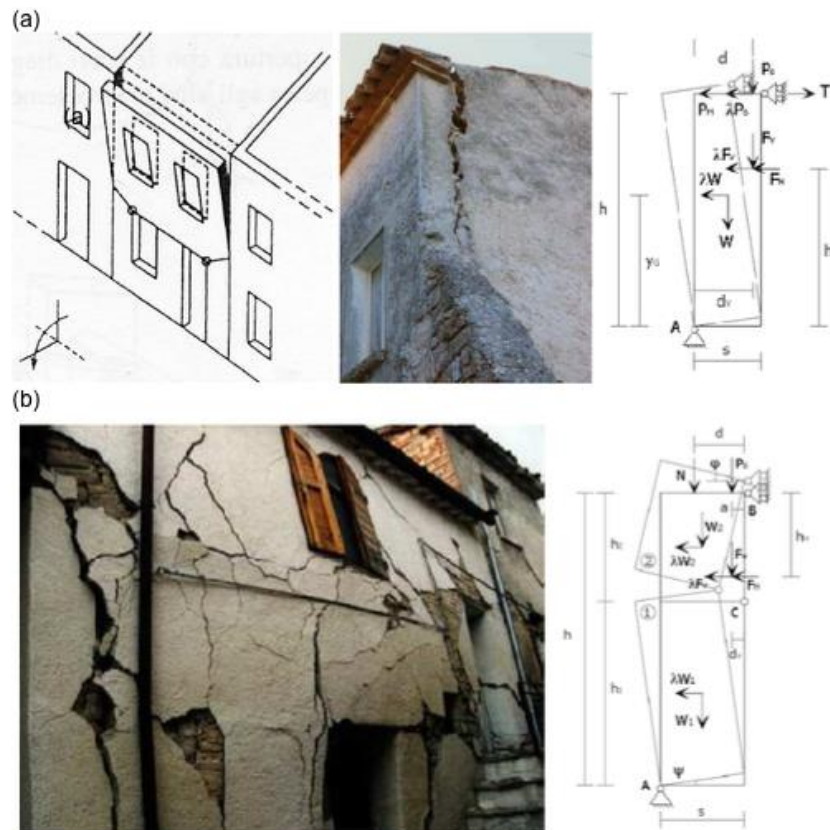


Figura 6 Ejemplos de mecanismos de falla fuera del plano: (a) mecanismo de inclinación simple debido al mal agarre en el nudo de las paredes ortogonales; sin vigas de hormigón armado a lo largo de las paredes; presencia de elementos de empuje y (b) mecanismo cinemático de flexión vertical de una pared monolítica de una sola planta
Fuente: Savino (2012)

1.1.2. Mecanismos de falla en el plano de las paredes

Los mecanismos en el plano suponen una respuesta global de la estructura, similar a una caja, frente a las acciones sísmicas. Estos mecanismos admiten un comportamiento espacial de la edificación que se transmiten desde los pisos y cubiertas hacia las paredes, principalmente a las dispuestas en las direcciones ortogonales (X,Y). La Figura 7 muestra el comportamiento de la pared en su plano medio, sujeto a estados de deformación plana derivados de la flexión y el corte. Estos mecanismos de falla en el plano pueden suceder cuando se sobrepasa uno de los siguientes criterios de resistencia: flexo-compresión, corte por deslizamiento o corte por agrietamiento diagonal en las paredes.

- **Flexión o volcamiento**

Es el colapso debido a que se supera la resistencia a flexo-compresión de la pared. Este mecanismo se caracteriza por una separación en el borde extremo de la pared sujeto a tracción y por el aplastamiento del borde sujeto a compresión.

- **Deslizamiento por corte**

Este mecanismo de falla se genera cuando el esfuerzo de corte supera la resistencia a deslizamiento de la mampostería, y se caracteriza por la formación de grietas horizontales en las juntas de mortero. Este mecanismo normalmente se produce debido a valores bajos del coeficiente de fricción y niveles bajos de resistencia a compresión de la pared.

- **Agrietamiento o corte diagonal**

Se debe a un modo de falla en el que los esfuerzos de corte sobrepasan la resistencia a corte de la pared. Este mecanismo se rige por la formación grietas diagonales que comienzan desde el área central de la pared y se extienden diagonalmente hacia sus esquinas. El agrietamiento puede ser directo o escalonado.

La respuesta sísmica de la estructura y por tanto el tipo de mecanismos de falla que se activan están fuertemente vinculados a: 1) el tipo de cubierta/piso y su rigidez en el plano, 2) la rigidez de los nodos de conexión entre paredes y piso (respuesta en forma de caja); 3) la rigidez de los nodos de conexión entre paredes ortogonales y el grado de acoplamiento entre la mampostería y 4) la presencia de elementos horizontales (vigas, placas y cadenas) resistentes a la tracción en el plano, que aumenta considerablemente la resistencia general de las paredes y permiten un comportamiento de pórtico equivalente. Como se mencionó anteriormente, si los mecanismos de colapso fuera del plano se evitan, la respuesta sísmica de la edificación puede desarrollarse de forma global, de manera que los elementos que la componen logran activar la respuesta en su plano, lo que desarrolla un mejor uso de la rigidez y resistencia de la mampostería, garantizando un mayor nivel de seguridad en comparación a los mecanismos locales (Savino, 2012).

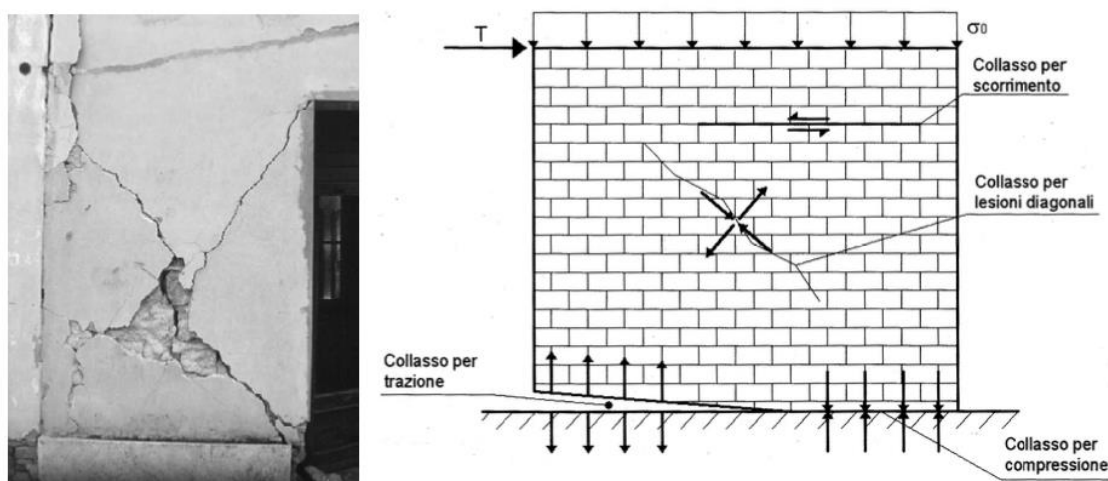


Figura 7 Mecanismo de colapso en el propio plano de la pared de mampostería Fuente: Savino (2012).

Las características geométricas del panel, las cargas aplicadas y las características del material que lo componen determinan el mecanismo de falla que se produce. Una pared afectada por

estos mecanismos presenta un patrón de grietas formado por daños que van a lo largo de su superficie. Las grietas serán diagonales o casi horizontales dependiendo del tipo de mecanismo desarrollado (corte o flexión). Además, estos mecanismos están fuertemente influenciados por la presencia de aberturas en los paneles de la pared. En particular, en el marco de análisis de grietas producidas durante un terremoto, se ha observado como la presencia de estas amplifica los mecanismos de falla (Manzi, 2017). En la siguiente figura se puede apreciar grietas en paredes de edificaciones propios de los mecanismos globales después de un sismo.



Figura 8 Agrietamiento de paredes (mecanismos en el plano) Fuente: Manzi (2017).

1.1.3. Comportamiento sísmico ideal en forma de caja

Los distintos grados de conexión entre los muros perimetrales y la variada rigidez del sistema de piso definen un comportamiento u otro en términos del comportamiento de la respuesta sísmica de la estructura. Es debido a la acción del sismo que los elementos verticales y horizontales pueden exhibir un comportamiento aislado o conjunto. En el primer caso, cada elemento actúa de forma independiente frente a las solicitaciones; mientras que, en el segundo caso, con la presencia de conexiones perimetrales y horizontales rígidas en su propio plano, todas las paredes colaboran entre sí en la absorción de los esfuerzos horizontales; generando así, un comportamiento global de ayuda entre los elementos estructurales. Son estas conexiones y la solidaridad de las mismas que permiten que las paredes ortogonales a la acción sísmica, transfieran la resultante de la acción sísmica horizontal aplicada en las paredes longitudinales. La rigidez del piso afecta la división de las fuerzas horizontales entre los elementos verticales. La función ejercida por las conexiones de los elementos tipo viga y cadena y la rigidez del piso con respecto a las paredes paralelas y ortogonales a la dirección de las cargas sísmicas, se puede entender mediante la idealización del comportamiento de una caja paralelepípeda tal y como se pudo observar en la siguiente figura, en la que el comportamiento global depende de la conexión de paredes y el sistema de piso existente; así como también, de la presencia de elementos viga o cadenas que permiten una mejor conexión entre los elementos estructurales.

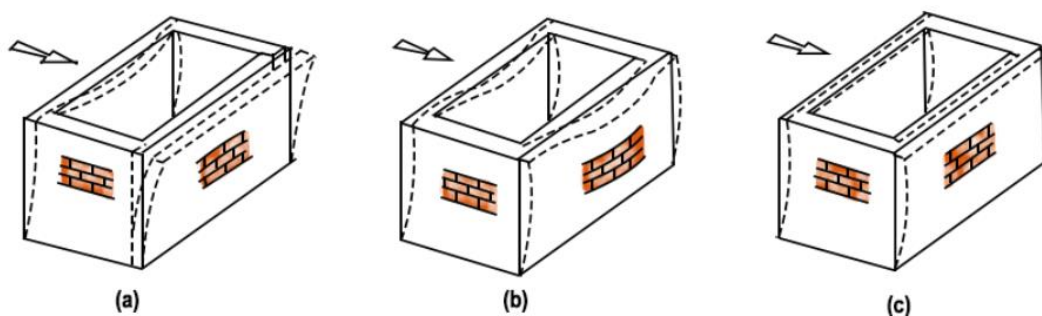


Figura 9 Configuración de la respuesta sísmica de edificación con la idealización del comportamiento de caja. Influenciada por el grado de restricción entre los elementos: (a) paredes sin restricción o sueltas, (b) paredes unidas mediante piso/cubierta flexible, y (c) comportamiento ideal de una caja; paredes unidas y piso rígido.

Las cargas horizontales se consideran totalmente absorbidas por las paredes paralelas a su dirección asumiendo que trabajan en su propio plano; mientras que, las paredes ortogonales se verifican exclusivamente con los efectos locales fuera del plano. Finalmente, el comportamiento óptimo del edificio, con el fin de tener una mejor absorción de las cargas, solo se puede lograr creando plataformas rígidas en su propio plano y conectándolos efectivamente a la parte superior de todas las paredes (por ejemplo: losas de hormigón armado cuyas vigas de borde se arrojan directamente a las paredes) (Savino, 2012).

2. MODELOS NÚMERICOS PARA EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA

La mampostería es un material de construcción que presenta direccionalidad en sus propiedades debido a que las juntas del mortero actúan como planos de debilidad en el material. La representación en modelos numéricos de las estructuras se puede realizar de dos maneras: macro-modelos y micro-modelos (Morocho, 2018).

2.1. Micro-modelos

La mampostería se estudia como un ensamblaje discontinuo de piezas de ladrillo y las juntas. Se puede clasificar a los micro-modelos en base a su complejidad; teniendo así micro-modelos: detallados y simplificados.

Micro-modelos detallados: En este modelo los componentes de la mampostería (ladrillos y morteros) se representan por elementos finitos de comportamiento continuo; mientras que, la interfaz ladrillo-mortero se representa con elementos finitos discontinuos (Quinteros, 2014).

Micro-modelos simplificados: El modelo comprende la representación de los ladrillos como elementos con comportamiento continuo; por otra parte, las juntas de mortero e interfaz ladrillo-mortero son agrupados en elementos discontinuos (Quinteros, 2014).

Los micro-modelos permiten conocer de forma más acertada el comportamiento de la mampostería, ya que permite la consideración de diferentes mecanismos de falla, y el estudio del comportamiento local de los detalles estructurales de mampostería como el de la interface y las discontinuidades como puertas y ventanas debido a que aplica una discretización más refinada, que implica un coste computacional muy alto (López et al., 1998). El modelo debe incluir todos los tipos de mecanismos de falla: a) fisuración de juntas, b) deslizamiento a lo largo del plano de las juntas a bajos niveles de tensión normal, c) fisuración de los ladrillos por tracción directa, d) fisuración diagonal por tracción de los ladrillos en valores de tensión normal suficientes para desarrollar la fricción en las juntas; y e) “*masonry crushing*” es decir agrietamiento de los ladrillos por tracción como resultado de la dilatancia del mortero a altos niveles de confinamiento por tensión normal. Estos tipos de falla se puede apreciar en la siguiente figura (Lourenço, 1996).

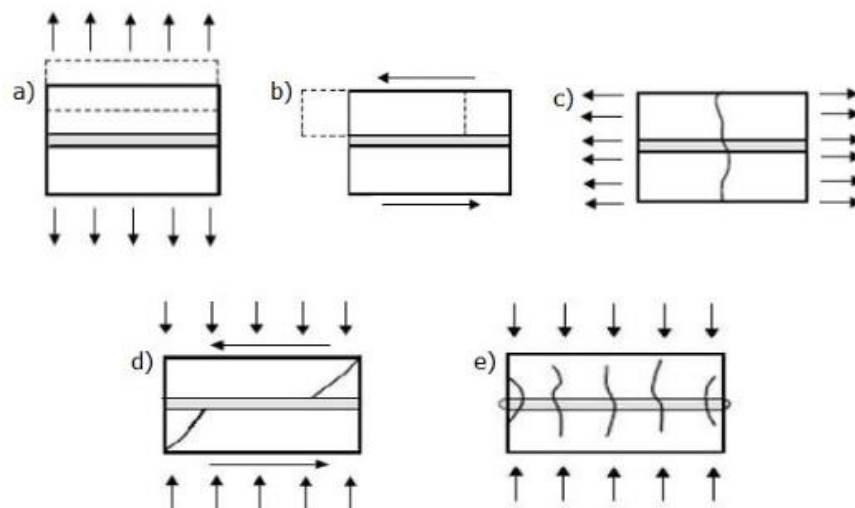


Figura 10 Mecanismos de falla en micro-modelos: (a) fisuración de juntas, (b) deslizamiento a lo largo del plano de las juntas a bajos niveles de tensión normal, c) fisuración de los ladrillos por tracción directa, d) fisuración diagonal por tracción de los ladrillos en valores de tensión normal suficientes para desarrollar la fricción en las juntas y e) “masonry crushing” Fuente: López et al. (1998).

2.2. Macro-modelos

Los modelos de macroelementos estudian a los elementos que comprenden la pared (ladrillo, mortero e interfaz de ladrillo-mortero) y los representa como un solo elemento finito de material compuesto (Lourenço, 1996). La geometría de los componentes de la mampostería como unidades de ladrillo y juntas no se consideran, ya que se define a la pared como un solo elemento continuo homogéneo y anisótropo; sin embargo, las propiedades mecánicas de los componentes

si son importantes e influyentes en el comportamiento global de la pared, y necesarias para tratar las relaciones constitutivas en términos de esfuerzos y deformaciones promedio. La homogeneización tiene como objetivo derivar las características generales macroscópicas de un medio heterogéneo a partir del comportamiento de los materiales constituyentes.

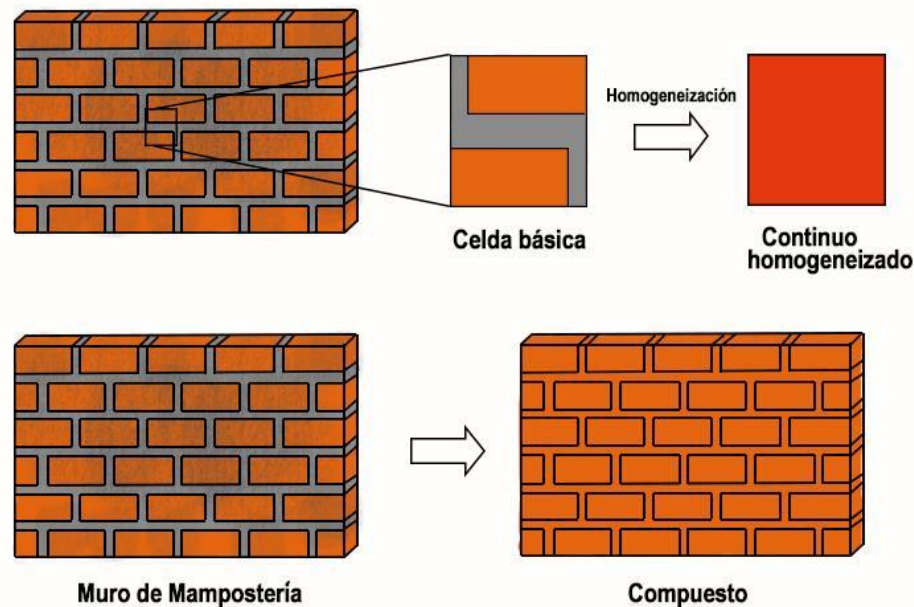


Figura 11 Esquemas de modelización de la mampostería mediante macroelementos. Fuente: Quinteros (2014)

2.3. Modelos de macroelementos para mampostería

Existen varios modelos de macroelementos entre los que se encuentra el modelo tipo pórtico, que usa macroelementos unidimensionales y que se han implementado en programas como SAM II y 3Muri; mientras que, otros programas como 3DMacro usan una discretización con elementos finitos bidimensionales, tal como se puede apreciar en la Figura 12. El modelo tipo pórtico se basa en la discretización de la estructura en pilares y *spandrels* (vigas dintel), los cuales están conectados por nodos rígidos creando un pórtico equivalente. Sin embargo, estos métodos presentan limitaciones relacionadas con la simulación e interacción entre los macroelementos a través de los nodos rígidos, y en el modelamiento de las condiciones de agrietamiento de las paredes que se agrupan en las partes medias/finales del elemento. Estos problemas se resuelven en parte al considerar el modelo bidimensional en 3DMacro mediante el uso de un conjunto de resortes no lineales que permiten simular la respuesta plana de las paredes de mampostería, su interacción y agrietamiento dentro del modelo completo. La evaluación sísmica de estos modelos se los realiza a través de enfoques basados en el rendimiento, es decir el análisis estático no lineal (*pushover*) (Marques & Lourenço, 2014).

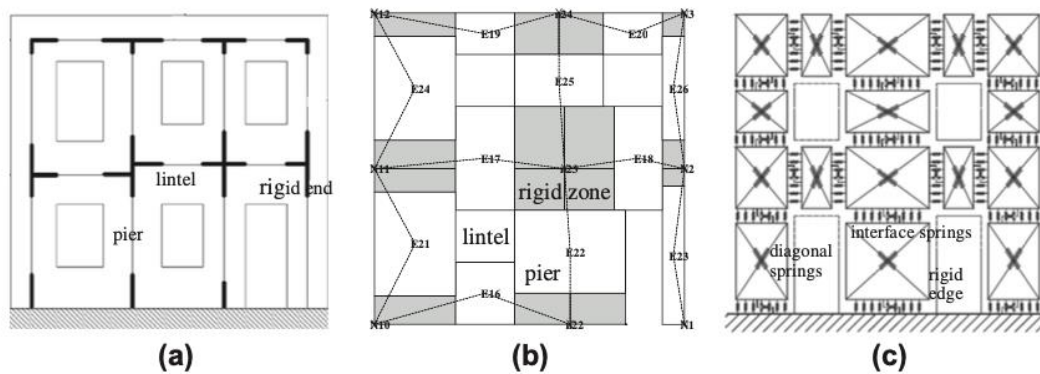


Figura 12 Esquemas de modelos para paredes en a) SAM II, b) 3Muri y c) 3Dmacro Fuente: Marques & Lourenço (2014).

El comportamiento adecuado de la mampostería exige que los materiales sean descritos experimentalmente; sin embargo, las propiedades de la mampostería pueden estar influenciadas por factores externos a las propiedades intrínsecas del ladrillo y mortero como puede ser la calidad de la mano de obra, edad, desarrollo, etc. (Quinteros, 2014). Es por ello que se debe asegurar que el modelo sea contrastado con ensayos experimentales de edificaciones que representen el estado del arte.

2.4. Modelo de pórtico equivalente usando macroelementos en paredes de mampostería no reforzada (MNR)

El modelo de pórtico equivalente se basa en la identificación de elementos estructurales macroscópicos, los cuales son definidos desde los puntos de vista geométrico y cinemático a través de elementos finitos y descritos a través de sus fuerzas internas generalizadas. En el campo de los modelos de elementos estructurales, el de pórtico equivalente es el más conocido. En este modelo las paredes se consideran como pórticos idealizados, en el cual los elementos deformables (zonas donde la respuesta no-lineal se concentra) se conectan mediante nodos rígidos (zonas donde no existe daño). Dos componentes estructurales se identifican en las paredes con aberturas (ventanas o puertas): pilares y *spandrels*. Los pilares son los elementos verticales que resisten tanto cargas laterales como verticales. Los elementos tipo *spandrel* son partes de la pared entre dos aberturas alineadas. Se trata de elementos secundarios que acoplan la respuesta de los pilares cercanos en el caso de cargas laterales. Sin embargo, es importante señalar que los *spandrels* influyen en las condiciones de borde de los pilares al permitir o restringir las rotaciones finales, es decir tiene una influencia significativa en la capacidad lateral de la pared (Lagomarsino et al., 2013). En adelante se mencionarán como *spandrels* a las vigas



dintel generadas en los modelos de macroelementos para evitar confusiones de referencia con las vigas de atado.

2.4.1. Idealización de la pared de mampostería en pórtico equivalente

Los elementos principales de la pared de mampostería en el modelo de pórtico equivalente son: *pilares* y *spandrels*. Para identificar la geometría de estos elementos el criterio usado se basa en literatura que recoge información de daños en terremotos y procesos experimentales cuyo criterio no tiene una definición rigurosa. Los elementos pueden ser identificados de manera fácil en paredes con aberturas distribuidas de manera alineada; sin embargo, su identificación requiere mayor esfuerzo cuando las aberturas están distribuidas de manera irregular. La altura de los pilares de mampostería es definida en función de las aberturas adyacentes. Un criterio convencional asume un ángulo de inclinación máximo de las grietas de 30° , que empiezan desde las esquinas de las aberturas y proporciona una altura mayor a los pilares externos. En caso de que exista información de una edificación, se debe identificar los patrones que siguen las grietas para poder definir la geometría de los pilares y spandrels. Los elementos *spandrel* se definen en base al alineamiento vertical y la superposición de las aberturas; su longitud y altura se asumen igual a la distancia y ancho entre las aberturas adyacentes en caso que las aberturas estén alineadas. Los pilares se definen partiendo de la altura de las aberturas adyacentes, cuando están alineados, y para los pilares de borde se debe considerar las inclinaciones de las grietas a partir de las esquinas de los bordes o de los *spandrels* (vigas dintel); se puede asumir igual a la altura de la abertura adyacente o al promedio de la altura de entrepiso y la altura de la abertura. La geometría de los nodos se define directamente a partir de los elementos que se concurren a estos elementos. Es importante destacar que, la presencia de otros elementos estructurales como las vigas de atado pueden influenciar en la altura efectiva de los pilares. En caso de aberturas que estén alineadas de manera irregular se asume un valor para la altura del *spandrel* en función de la parte que se superpone entre las aberturas de los dos pisos, cuando no se traslapa o no existe abertura, es mejor asumir esta porción de mampostería como área rígida (Lagomarsino et al., 2013).

Las siguientes muestran el ejemplo del modelamiento e idealización de una pared y sus elementos: pilares, *spandrels* y nodos rígidos con aberturas alineadas e irregulares.

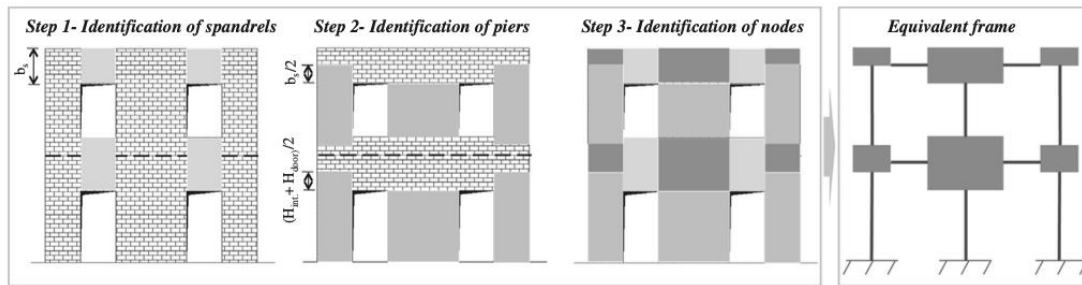


Figura 13 Ejemplo de idealización de pórtico equivalente en caso de aberturas distribuidas regularmente Fuente: Lagomarsino et al. (2013)

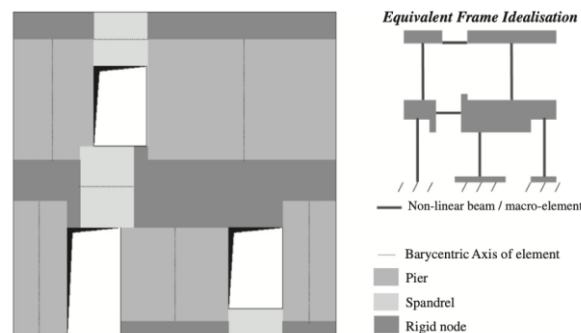


Figura 14 Ejemplo de idealización de pórtico equivalente para el caso de aberturas distribuidas de manera irregular Fuente: Lagomarsino et al. (2013).

2.5. Modelo de macroelementos de las paredes de mampostería no reforzada MNR

El modelo de macro-elemento no lineal, modelado en la versión comercial de 3Muri, considera, por medio de variables internas, la evolución de daño por deslizamiento que controla el deterioro de la fuerza (ablandamiento) y de la rigidez (Penna & Ferrata, 2011). El macro-elemento se divide en dos partes, superior e inferior, en los cuales la flexión y los efectos axiales son concentrados. Los elementos estructurales de la pared de mampostería son modelados como elementos 2D asumiendo una relación bi-lineal sin endurecimiento y con reducción en la rigidez en la fase no lineal. En el comportamiento bilineal los valores máximos para el momento a flexión y corte se calculan en estado límite último; asimismo, la redistribución de esfuerzos se lo realiza con el equilibrio de los elementos. Los estados límites de daño consideran parámetros de daño local y global (S.T.A Data, s. f.)

El control de desplazamientos está dado por una deriva máxima (δu), basado en el mecanismo de falla de acuerdo al Código Italiano y el Eurocódigo 8:

$$\delta_u = \frac{\Delta_m}{h_m} = \begin{cases} 0.006 & \text{Flexocompresión} \\ 0.04 & \text{Corte} \end{cases}$$

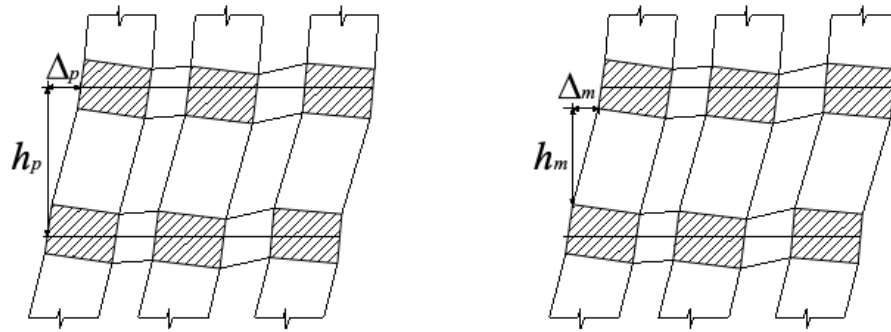


Figura 15 Parámetros para el cálculo de deriva de los elementos de una pared. Fuente: S.T.A Data, s. f.

Sin embargo, los valores de deriva máxima se pueden modificar de acuerdo a las condiciones de análisis que se requiera. Para este proyecto se utilizará los siguientes parámetros:

$$\delta_u = \frac{\Delta_m}{h_m} = \begin{cases} 0.0045 & \text{Flexocompresión} \\ 0.01 & \text{Corte} \end{cases}$$

Finalmente, dentro del modelo de macro elemento, la falla de elemento se da cuando se alcanza el valor de deriva última sin interrumpir el análisis global.

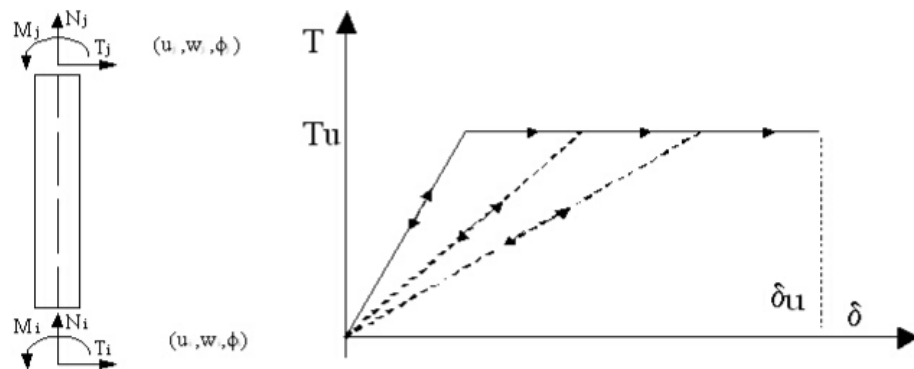


Figura 16 Modelo de fuerza-deformación de macroelementos y variables cinemáticas. Fuente: S.T.A Data, s. f.

En el modelo del macro elemento, los nodos finales en un modelo 2D “i” y “j” del macro-elemento tiene 3 grados de libertad: desplazamientos axial w , horizontal u y rotación ϕ , por tanto, el vector de desplazamientos del cada macro-elemento se define como: $a^T = \{u_i \ w_i \ \phi_i \ u_j \ w_j \ \phi_j\}$ y el vector de fuerzas como: $F^T = \{V_i \ N_i \ M_i \ V_j \ N_j \ M_j\}$. Todas las cargas son aplicadas en los nodos únicamente por tanto estas no actúan a lo largo del elemento. La rama elástica inicial está definida por la rigidez de corte y de flexión, calculado en base a las propiedades de la pared (geométricas y mecánicas). Entonces, la matriz de rigidez de la pared de mampostería queda definida como:

$$K_e = \begin{bmatrix} \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \quad (1)$$

Donde el coeficiente $\psi = \frac{1.2 El^2}{Gh^2}$;

E y **G** son el módulo de elasticidad y de corte respectivamente;

A y **J** son el área de la sección transversal y el momento de inercia de la pared respectivamente;

l y **h** son la longitud y la altura de la pared;

η es el coeficiente de reducción de la rigidez por condiciones de agrietamiento de la pared, el cual no es modelado debido a la progresiva reducción de la rigidez, por tanto, es necesario calibrar las propiedades mecánicas iniciales. Se recomienda usar una reducción de 50%, mientras que si existen elementos de concreto reforzado en los paneles el coeficiente está en función de del estado de esfuerzos compresivos (σ_y), la fuerza de compresión de la pared (f_u), para dos diferentes niveles de comportamiento no lineal de la pared de mampostería (Lagomarsino et al., 2013).

Las ecuaciones constitutivas del macro-elemento se describen de forma matricial como:

$$F = K_e a \quad (2)$$

Donde:

F: Vector de fuerzas

K_e : Matriz de rigidez del macro – elemento

a: Vector de desplazamientos

El comportamiento no lineal de las paredes de mampostería se produce cuando una de las fuerzas nodales generalizadas alcanza el máximo valor de resistencia, estimado de acuerdo al mínimo de los criterios de fuerza: flexión/volcamiento en el mismo plano de la pared, deslizamiento por corte o agrietamiento diagonal por corte; mostrados en la siguiente figura.

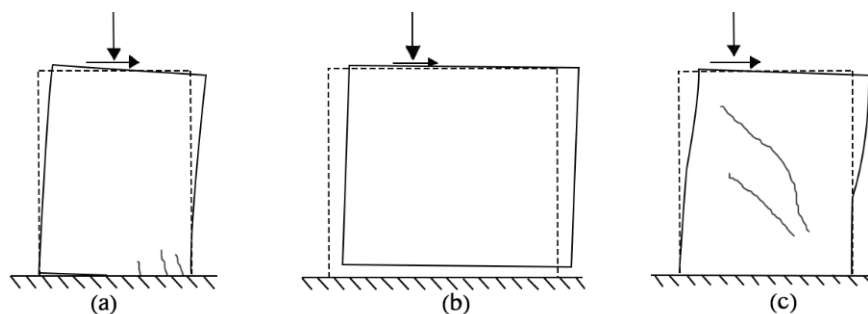


Figura 17 Mecanismos de falla de una pared: (a) flexión / volcamiento en su plano, (b) deslizamiento por corte y (c) agrietamiento diagonal por corte. Fuente: S.T.A Data, s. f.

2.6. Modos de falla y criterios de resistencia en pilares

En las edificaciones de MNR, los pilares están conectados por elementos estructurales horizontales tales como losas, vigas de atado y/o *spandrel*. Cuando la estructura se somete a acciones laterales, los elementos horizontales actúan como elementos de acoplamiento entre pilares (Lagomarsino et al., 2013).

El problema de la respuesta sísmica de un pilar ha estado sujeto a numerosos estudios experimentales. Uno de ellos se ha llevado a cabo simulando dos condiciones de borde ideales: las de pilar en cantiléver (Figura 18b), ó las de pilar con extremos fijos o biempotrado (Figura 18c). Los dispositivos de un ensayo típico sobre un espécimen de pilar se muestran en la Figura 18 (a). En primera instancia, una carga vertical uniformemente distribuida se aplica sobre el pilar. Luego, se aplica un desplazamiento lateral (monotónico o cíclico) en su borde superior, el cual genera la fuerza de corte en el pilar. La transmisión de las cargas vertical y lateral se verifica mediante una viga rígida. En el primer caso (Figura 18b) se cumple: $F_{v1}=F_{v2}=P/2$, y al aplicar la carga lateral se permite la rotación del borde superior del pilar. En el segundo caso (Figura 18c) se cumple: $F_{v1} + F_{v2} = P$ (constante) y $u_1 = u_2$, con lo cual la viga de carga se desplaza sin rotación.

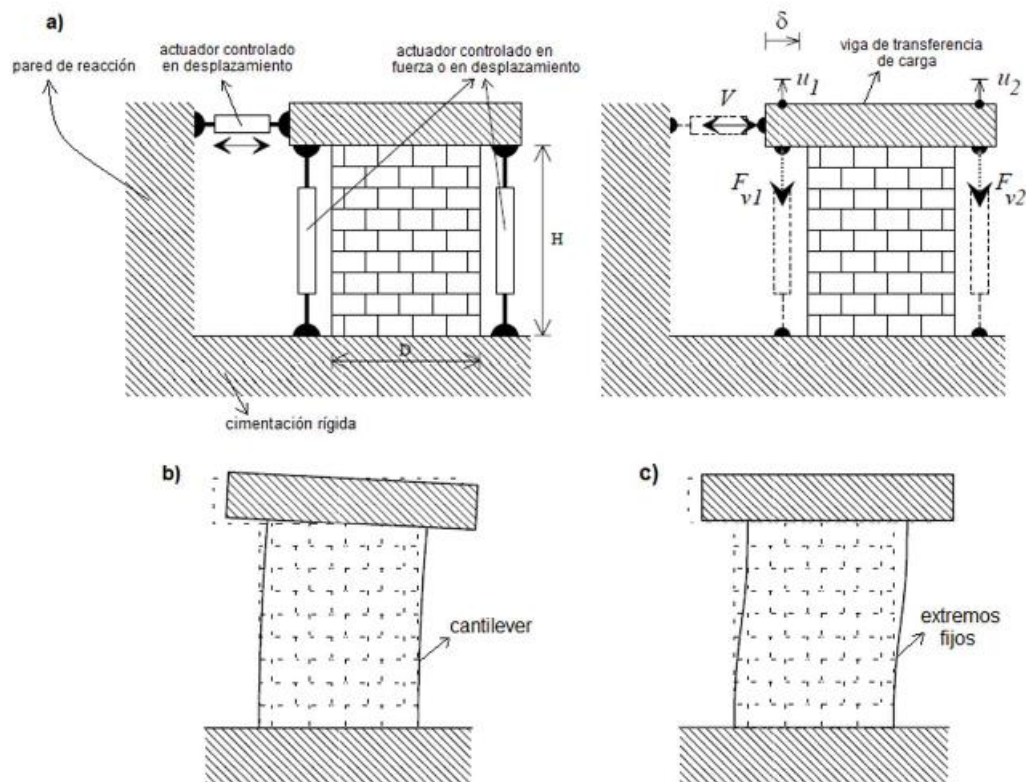


Figura 18 Condiciones de borde en pilares: a) componentes de ensayo estándar; b) pilar en cantiléver; c) pilar con extremos totalmente fijos. Fuente: Adaptado de Mágenes et al. (2000) por Jiménez (2016).

En ambas configuraciones, la respuesta de los pilares, expresada en términos de curvas de fuerza-desplazamiento, reveló tres tipos fundamentales de comportamiento: uno asociado con la rotura debido a esfuerzos normales y dos con la falla debido al corte o; específicamente:

- Falla por flexocompresión: volcamiento y aplastamiento del área comprimida de la mampostería externa, rotura debido a esfuerzos normales o a flexocompresión;
- Falla de corte - deslizamiento: deslizamiento entre dos porciones de mampostería a lo largo de líneas de fractura horizontales;
- Falla de corte - tracción: manifestación de grietas diagonales extendidas en la superficie del pilar, de mayor ancho en el área central.

Es importante tener en cuenta que el primero resulta ser un mecanismo dúctil, que ocurre con mayor frecuencia en presencia de paneles delgados, mientras que los mecanismos de falla por corte son de naturaleza frágil y caracterizan a paneles achaparrados. Los diagramas de la Figura 19 muestran que, en ambos casos el comportamiento es no lineal, debido a la parcialización de la sección en caso de flexocompresión, y debido a las deformaciones inelásticas debido al corte (Manzi, 2017).

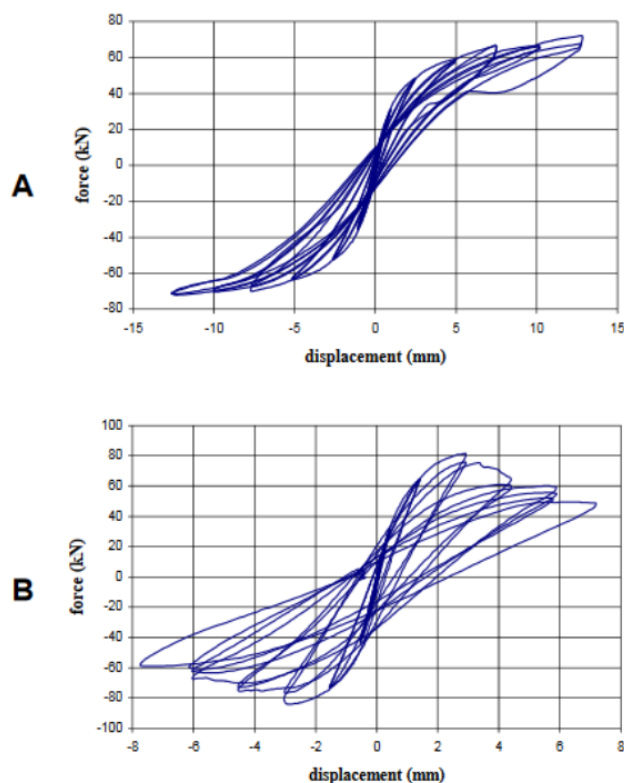


Figura 19 Respuestas cíclicas sobre pilares obtenidas por Anthoine et. al (1995): A) modo de falla por flexión; B) modo de falla por corte.

Para caracterizar el comportamiento del macroelemento es necesario definir un criterio de resistencia para cada mecanismo posible; En el modelado de macroelementos, el panel del pilar está asociado con una sección de base rectangular (I), espesor (t) y altura (h). Los criterios de resistencia que gobiernan el comportamiento de los pilares en 3Muri son: la flexocompresión y el corte.

2.6.1. Mecanismo de flexocompresión / volcamiento en el plano

Este mecanismo se produce al superar la resistencia a la compresión de la parte comprimida de una sección extrema del pilar, y da lugar a un patrón de daño caracterizado por grietas verticales que representan el fenómeno de aplastamiento a lo largo de los bordes a compresión. Para valores bajos de acción axial (P), la extensión del área comprimida es modesta, se observa una gran abertura de las grietas por flexión, y la pared tiende a desarrollar un mecanismo cinemático de inclinación similar al de un bloque rígido. Respecto a las normativas europeas, se puede afirmar que la verificación de flexocompresión debe llevarse a cabo comparando el valor del momento actuante calculado con el valor del último momento de resistencia.

El mecanismo puede describirse si consideramos el pilar (l^*h), incrustado en los extremos, sujeto a una traslación relativa entre las bases debido al efecto de la acción de corte sísmico (V). Se evitan las rotaciones de vértices por nudos rígidos. El pilar se caracteriza por la flexocompresión y el esfuerzo cortante (M ; N ; V). Como se puede entender con la misma fuerza normal (N), a medida que el corte aumenta (V) el impulso y, por lo tanto, la excentricidad debe aumentar; esto implica, la parcialización de la sección debido a la resistencia a la tracción de la mampostería. Para el equilibrio, se debe formar un puntal ideal dentro del panel (que identifica la parte del material que reacciona) que tiene como secciones finales las de longitud activa (a), coincidiendo con las porciones comprimidas en las restricciones.

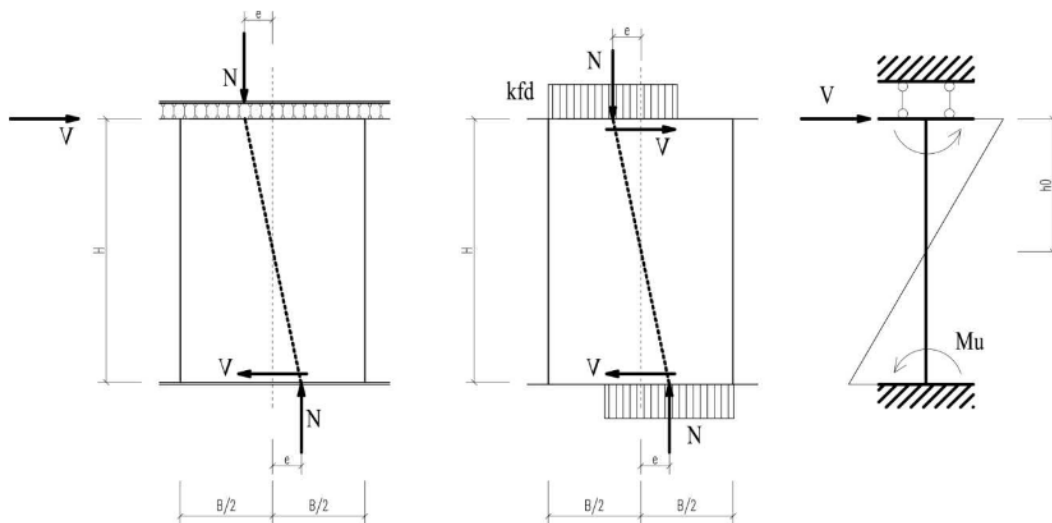


Figura 20 Acción y reacciones en un pilar en mecanismo de flexocompresión. Fuente: Savino (2012).

Para determinar la resistencia a la compresión de un pilar, se supone que está cargado hasta el límite (antes de romperse). Como resultado del corte (V), una parte del pilar se comprimirá (longitud " a " en la figura), mientras que la parte restante estará sujeta a tracción. Es posible describir la curva de resistencia para la sección rectangular en las hipótesis de estado límite último (SLU) cuando, en condiciones de colapso, la plastificación completa de la mampostería de compresión y un enlace constitutivo rectangular del tipo de bloque de esfuerzos adecuadamente definido en la norma. En este caso, dado que se supone que la mampostería no es reactiva bajo tracción, la resistencia del pilar se confía únicamente a la porción comprimida. Dicho (P ; M_u) el estado de esfuerzo que actúa en la base del pilar en función de la excentricidad (e) se escribe para el equilibrio $M_u = P \cdot e$. Donde P viene dado por la suma la fuerza normal N y el peso del pilar de la pared.

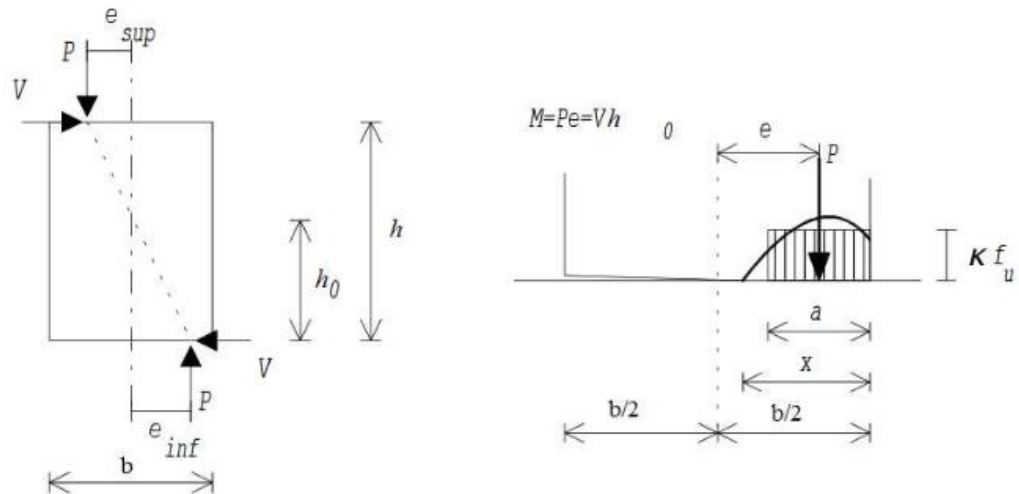


Figura 21 Sección del pilar: Diagrama del bloque de esfuerzos – compresión. Fuente: Guido Mágenes & Calvi (1997).

Por el equilibrio de condición última: $M_u = P * e = P \left(\frac{l-a}{2} \right)$

Donde:

$$P = K * f_u * t * a \rightarrow a = \frac{P}{K * f_u * t} \quad (3)$$

$$\sigma_o = \frac{P}{l * t} \rightarrow P = \sigma_o * l * t \quad (4)$$

Al reemplazar las dos ecuaciones por la anterior, se obtiene la resistencia a la flexión y presión del macho de la pared como se informa en las normativas europeas:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_o}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{K f_u} \right) \quad (5)$$

De donde K un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de esfuerzos en el área comprimida y es igual a 0,85 y $f_u = f'_m$ es la resistencia calculada de la resistencia a compresión de la mampostería, por tanto, la ecuación para el cálculo de resistencia a flexocompresión del pilar queda definido como:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_o}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{0.85 f'_m} \right) = \frac{N l}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u} \right) \quad (6)$$

Donde:

l : ancho de la pared

t : espesor de la pared

N : Fuerza axial asumida como positiva para compresión

σ_o : Esfuerzo normal a compresión en toda el área $\sigma_o = \frac{N l}{2} f$

f'_m : Resistencia media a compresión de la mampostería

Esta ecuación es una aproximación basada en un material que no trabaja a tracción, donde se realiza una reasignación no lineal del esfuerzo (bloque de esfuerzo rectangular con un factor de 0.85). En edificaciones ya existentes la resistencia promedio $f'm$ es dividida para un factor de seguridad de acuerdo al conocimiento estructural de la misma.

Según la definición del elemento este tiene que cumplir el equilibrio. dividiendo el último momento por h (distancia entre la sección de verificación y la sección de momento cero) obtenemos el valor del último corte para el mecanismo de flexocompresión:

$$V_{flexocompresión} = \frac{M_u}{h} \left(\frac{l * t * \sigma_0}{2 h} \right) * \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f'_m} \right) \quad (7)$$

Por lo tanto, el dominio de resistencia de la sección adquiere una forma parabólica y la resistencia del elemento debido a la falla de flexión por presión depende del esfuerzo normal a través del esfuerzo a compresión actuante (σ_0). Si el esfuerzo normal es cero ($N = 0$), la resistencia a flexocompresión del pilar es cero ($M_u = 0$). De hecho, dada la resistencia no extensible de la mampostería, al doblarse no puede haber equilibrio. El valor máximo de la resistencia a la flexocompresión se obtiene maximizando el valor de $\sigma_{0,max} = \frac{0.85 f'_m}{2}$. La Figura 22 muestra el dominio de la resistencia a la flexocompresión de la sección del pilar de una pared de mampostería ($M_u - \sigma_0$). El momento último es diferente de cero, solo para valores positivos de σ_0 (material no resistente a la tracción). El valor máximo predicho por la curva se obtiene para $\sigma_0 = 0.85 f'_m$ en el que coincide la falla aplastante de toda la sección (sección completamente comprimida y momento cero).

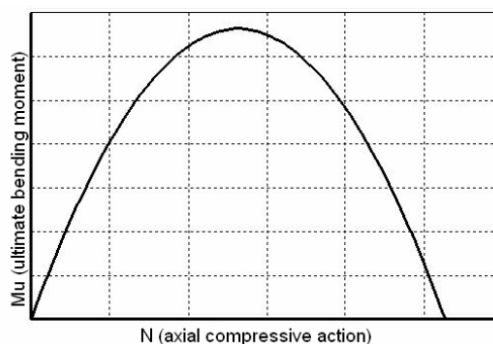


Figura 22 Criterio de resistencia para flexocompresión: Curva Momento último vs Carga axial a compresión. Fuente: S.T.A Data, s. f.



2.6.2. Mecanismo de falla por corte con deslizamiento (*shear sliding*)

El mecanismo de falla por corte con deslizamiento tiene un patrón de grietas horizontales que afectan principalmente a las juntas del mortero, ya que la resistencia al deslizamiento entre el mortero y los ladrillos es menor que la del interior de los ladrillos. En particular, existe una separación real del pilar en dos partes distintas, debido al deslizamiento de una parte con respecto a la otra: las partes del pilar se deslizan a lo largo de las superficies deslizantes.

Este mecanismo se rige por la ley de Mohr-Coulomb (1882). Según este criterio, la resistencia tangencial máxima es la suma de dos contribuciones:

$$\tau_u = (c + \mu \underline{\sigma}) \quad (8)$$

Donde el primer término (c) representa la contribución de la cohesión del material en ausencia de compresión y el segundo término es proporcional al esfuerzo de compresión promedio ($\underline{\sigma}$) de la sección en función del coeficiente de fricción (μ). De acuerdo con D.M. (2008) el valor de resistencia al corte de la sección se expresa como la resistencia unitaria a corte multiplicada por el área comprimida de la sección.

$$V_u = l' t f_v \quad (9)$$

Donde:

$l' =$ Longitud de la sección a compresión de la pared

$t =$ espesor de la pared

$f_v :$ resistencia a corte de la pared

En referencia al criterio de rotura de Mohr - Coulomb, la resistencia a corte (f_v) de una pared en un plano deslizante toma la siguiente forma:

$$f_v = f_{v0} + \mu \sigma_n \quad (10)$$

Donde:

$f_{v0} :$ resistencia a corte de la pared sin compresión

$\mu:$ coeficiente de fricción usualmente 0.4

$\sigma_n:$ esfuerzo normal medio a compresión de el área efectiva

La falla a corte de acuerdo al criterio de Mohr-Coulumb define al corte ultimo como:

$$V_u = l' t f_v = l' t (f_{v0} + \mu \sigma_n) = l' t f_{v0} + \mu N \quad (11)$$

Donde:

$l' =$ Longitud de la sección a compresión de la pared

$t =$ espesor de la pared

f_v : resistencia a corte de la pared

f_{vo} : resistencia a corte de la pared sin compresión

μ : coeficiente de fricción usualmente 0.4

σ_n : esfuerzo normal medio a compresión de el área efectiva

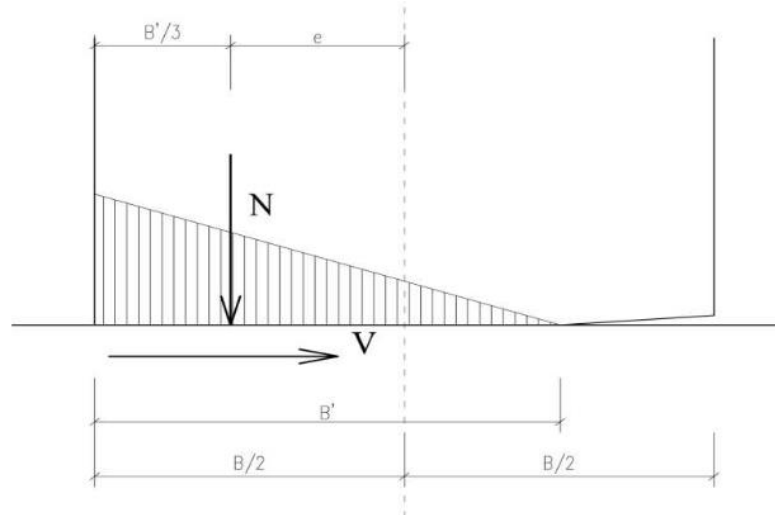


Figura 23 Zona efectiva de corte en pilares Fuente: Savino, 2012

Asumiendo una distribución lineal de las presiones tal y como se observa en la Figura 23, el ancho efectivo de la sección l' puede ser: $l' = 3 \left(\frac{l}{2} - e \right)$ si $e > l/6$; y $l' = l$ si $e \leq l/6$

En general la longitud l' se puede expresar como:

$$l' = 3 \left(\frac{l}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{|M|}{N} \right) \quad (12)$$

En caso de que el valor para corte actuante V exceda el valor límite de corte (V_u), este deberá ser reducido, sin embargo, el cambio de este valor implica reducir el valor de momento a flexión actuante de M_i y M_j para garantizar el equilibrio de acuerdo a la ecuación 6. La reducción de momentos provoca una reducción de la excentricidad (e) de igual manera l' , es por ello que debe existir un valor límite para l' consistente con los valores últimos de corte y de momento.

De acuerdo a las fuerzas actuantes y a las restricciones, el momento flector se puede expresar como $\alpha V h$, donde α es un coeficiente igual a 0.5 si se trata de una restricción de doble flexión e igual a 1 si se trata de voladizo, entonces l' se expresa como:

$$l' = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{\alpha V h}{N} \right) \quad (13)$$

Bajo la hipótesis de que cualquier tipo de reducción de los momentos causados por una reducción de corte cambia el sistema estático. La proporción entre los momentos M_i y M_j no deben modificarse, entonces α puede ser constante y expresado como:

$$\alpha = \frac{M_{max}}{M_{max} + M_{min}} \quad (14)$$

Donde M_{max} es el valor máximo del valor absoluto de M_i y M_j .

La resistencia a corte, de acuerdo a los Eurocódigos y a códigos italianos, se puede expresar como:

$$V_R = (f_{vo} + 0.4\sigma_o)l't = f_{vo}l't + 0.4N \quad (15)$$

Con la condición límite de $V = V_R$:

$$V_R = \frac{1}{2}N \frac{3f_{vo}l't + 0.8N}{3\alpha f_{vo}h't + N} \quad (16)$$

$$l_R' = \frac{3}{2} \left(l - \frac{3\alpha f_{vo}l't + 0.8\alpha N}{3\alpha f_{vo}h't + N} \right) \quad (17)$$

Este es el valor de la sección a compresión actuante del panel bajo la condición límite falla a corte, además se debe cumplir:

$$\frac{N}{0.85 f_m t} \leq l_R \leq l \quad (18)$$

En donde los valores extremos de la ecuación representan las condiciones de toda la sección a compresión y el estado límite para flexión. En caso de no cumplirse estas condiciones, el valor de l' se debe asumir como el valor correspondiente al extremo del intervalo y la resistencia a corte se calcula de acuerdo a la Ecuación 11.

Además, dentro del criterio de resistencia de Mohr-Coulomb, el valor de tensión a corte f_v no debe exceder el valor límite de $f_{v,lim}$:

$$f_v = \frac{T}{l't} \leq f_{v,lim} \quad (19)$$

Si este excede el valor de la falla a corte se puede corregir como:

$$V_{lim} = f_{v,lim} l't \quad (20)$$

La longitud efectiva a compresión l' debe tener coherencia respecto al valor de V_{lim} , por tanto, puede ser diferente de l_R' : Si la falla ocurre porque se excede el valor límite de tensión a corte, el corte debe reducirse causando la reducción de los momentos para que se dé el equilibrio global del panel según \langle .

El valor límite de la longitud a compresión l'_{lim} , de acuerdo con este modo de falla, puede ser evaluado imponiéndose $V = V_{lim}$

$$V_{lim} = \frac{3}{2} N \left(\frac{f_{v,lim} l t}{3 \alpha f_{v,lim} h t + N} h \right) \quad (21)$$

Y, además:

$$l_{lim} = \frac{3}{2} \left(l - \frac{3 \alpha f_{v,lim} l t}{3 \alpha f_{v,lim} h t + N} h \right) \quad (22)$$

Así como para l'_R , también l_{lim} debe ser $\frac{N}{0.85 f_m t} \leq l'_{lim} \leq l$. Finalmente $V \leq V_u = \min(V_R, V_{lim})$.

En caso de que el valor actual de corte exceda el límite V_u , entonces este será V_u por lo tanto los momentos se reducen para garantizar equilibrio estático.

$$M_{max} = V_u \alpha h \quad (23)$$

$$M_{min} = V_u (1 - \alpha) h \quad (24)$$

$$V = V_u \quad (25)$$

Este mecanismo de falla generalmente ocurre en paredes hechas con elementos cuadrados de alta resistencia, en presencia de morteros débiles. Dada la proporcionalidad entre la resistencia al corte y el esfuerzo axial, se puede trazar el siguiente diagrama de resistencia:

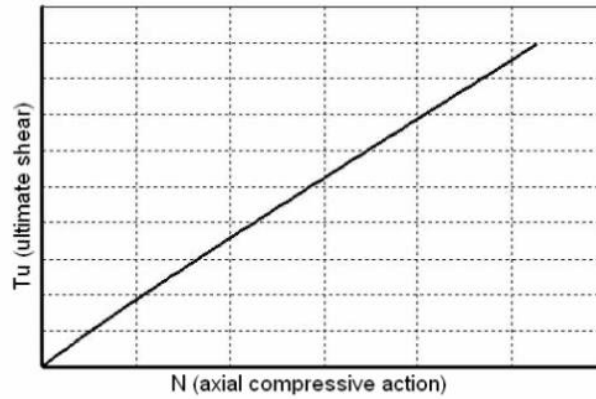


Figura 24 Diagrama de resistencia a corte con deslizamiento: T_u (Corte último) vs N (Fuerza axial a compresión)
Fuente: Manzi (2017).

2.6.3. Mecanismo de falla por corte: agrietamiento diagonal

Este mecanismo de falla se caracteriza por un patrón de agrietamiento compuesto por grietas diagonales que comienzan desde el área central del pilar y luego se extiende hacia las esquinas. La falla se produce debido a la superación de la resistencia a la tracción del material, con la consiguiente pérdida de continuidad del pilar de la pared. Las grietas presentadas en la sección en cuestión siguen dos tendencias, dependiendo de la resistencia más o menos débil de las juntas de mortero (Figura 25), en particular en presencia de juntas de mortero resistentes, la grieta pasa tanto por las juntas de mortero como por los bloques, mientras que en presencia de juntas débiles asumen una configuración tipo "escalera", que afecta solo a las juntas.

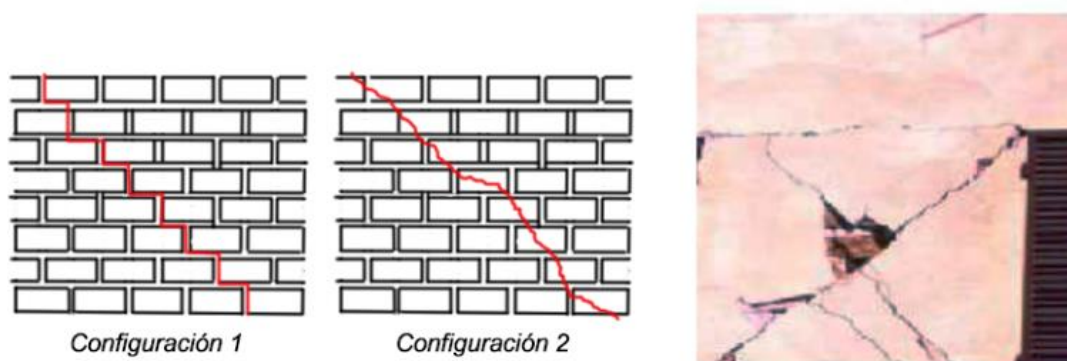


Figura 25 Modalidades de agrietamiento diagonal: Configuración 1) agrietamiento escalonado (juntas débiles); Configuración 2) agrietamiento directo (juntas resistentes) y ejemplo de agrietamiento diagonal en una pared post-sismo. Fuente: Adaptado de Manzi (2017).

Este mecanismo se puede enfocar mediante el criterio de resistencia de Turnšek-Cacovic 1971, sobre pilares de MNR bajo condiciones de fijación total en sus extremos. La formulación de resistencia que establece se basa en la hipótesis de que la mampostería es un material homogéneo e isotrópico, y por tanto en ella no se hace distinción entre el agrietamiento diagonal directo y el escalonado (Jiménez, 2016). La falla por corte diagonal se produce cuando el esfuerzo principal en el centro del pilar alcanza la resistencia a tracción de la mampostería, similar a la resistencia a la tracción convencional de la mampostería (f_t). En este caso, el corte máximo que puede soportar el pilar coincide con el valor de resistencia (V_u), después de lo cual las primeras grietas diagonales (comportamiento en el límite elástico) ocurren en el centro del panel, donde la tensión tangencial es máxima y el esfuerzo de tracción principal deja de ser tolerable (criterio de esfuerzo principal).

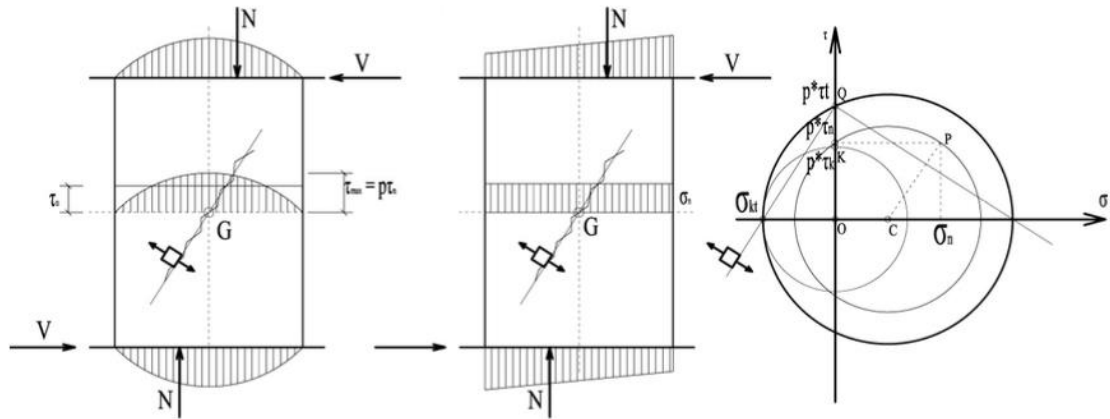


Figura 26 Configuración de esfuerzos en pilares sometido a corte - tracción y representación en el plano de Mohr. Fuente Savino (2012).

Suponiendo un comportamiento de placa cargado en el plano por corte (V) y flexocompresión (N), en el centro de gravedad (G) del panel, se leerá un estado de esfuerzo plana ($\sigma_o; \tau_{max}$) dado por:

$$\sigma_n = \frac{N}{l_t} \rightarrow \text{Esfuerzo normal medio a compresión} \quad (26)$$

$$\tau_{max} = p * \tau_n = \frac{pV}{l_t} \rightarrow \text{Esfuerzo tangencial medio} \quad (27)$$

Donde p es un coeficiente que depende de la distribución del esfuerzo tangencial a lo largo de sección transversal del pilar, el cual varía con las medidas geométricas y el estado de esfuerzos. Según resultados experimentales el coeficiente se encuentra entre 1 y 1.5 en relación a la esbeltez del pilar h/l . Asumir el valor de 1 para pilares caracterizados por $h/l < 1$; asumir el valor de 1.5 para pilares delgados con relación $h/l > 1$. Para paneles muy delgados la falla se produce generalmente por flexocompresión.

El estado plano de esfuerzos se puede representar a través del círculo de Mohr del centro (C) y el radio (CP). La falla del pilar ocurre cuando, manteniendo constante la fuerza normal (N), a medida que aumenta el corte (V), el esfuerzo principal de tracción alcanza el valor de rotura de la mampostería (σ_{kt}), correspondiente al círculo de radio máximo (CQ). Este estado coincide con el agrietamiento diagonal del pilar por corte de tracción en el plano principal. De $\tau_k = \sigma_{kt}/p$ el valor de la resistencia tangencial pura (para esfuerzo normal cero), resolviendo las relaciones geométricas del círculo de Mohr, obtenemos el esfuerzo tangencial promedio en el colapso:

$$\tau_t = \tau_o \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{p \tau_o}} = \frac{\sigma_{kt}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{\sigma_{kt}}} \quad (28)$$

Esta fórmula expresa el esfuerzo tangencial promedio que el pilar puede soportar, antes de su falla a corte para lograr la resistencia a la tracción del material (σ_{kt}), en función del esfuerzo de

compresión normal y la resistencia tangencial promedio en ausencia de tensión normal (τ_k) obtenido mediante pruebas experimentales.

Hay que tener en cuenta que la resistencia tangencial media al colapso (τ_t), suponiendo que toda la sección sea reactiva, es posible expresar el máximo esfuerzo de corte soportable por el pilar, en el umbral de la falla debido al corte como:

$$V_u = l * t * \tau_t = l t \frac{\sigma_{kt}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_{kt}}} \quad (29)$$

Normativas europeas como EC.8 o NTC08 presentan la misma relación en forma equivalente suponiendo por convención el valor de la resistencia a la tracción del cálculo de mampostería igual a 1.5 veces el de corte puro $f_t = 1.5 \tau_o$ y unificando los símbolos.

$$V_u = l t \frac{1.5 \tau_o}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1.5 \tau_o}} = l t \frac{f_t}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_t}} = l' t \frac{1.5 \tau_o}{p} \sqrt{1 + \frac{N}{1 + 1.5 \tau_o l t}} \quad (30)$$

Donde:

l : ancho de la pared

t : espesor de la pared

σ_o : esfuerzo normal medio, referido al área total de la sección $= \frac{N}{l t}$

f_t y τ_o son del valor de diseño de la resistencia a tensión en el agrietamiento diagonal de la mampostería y la resistencia a corte puro de la mampostería $f_t = 1.5 \tau_o$

p : coeficiente que se define de acuerdo al radio del alto y largo de la pared

$p = \frac{h}{l}$ además se debe cumplir que $1 \leq p \leq 1.5$

También, de acuerdo con este criterio de falla, la resistencia al corte (V_u) del elemento está vinculada al esfuerzo normal promedio (σ_o). A medida que aumenta la compresión axial, aumenta la resistencia al corte del pilar de la pared. La Figura 27 muestra una posible tendencia de la curva ($V_u - \sigma_o$); Como se puede ver, la tendencia de la curva no es lineal. Para valores cero de esfuerzo promedio, la resistencia aún toma valores mayores que cero.

Cabe señalar que, si la falla debido a flexocompresión en un pilar se produce debido al alcance (en las secciones finales) de la resistencia a compresión del pilar (f'_m), en el mecanismo de corte con agrietamiento diagonal se produce con el alcance, en el centro del panel, de la resistencia a tensión en agrietamiento diagonal (f_t).

Dada la proporcionalidad del valor de la resistencia a corte con respecto al esfuerzo normal, se puede obtener la siguiente curva de resistencia:

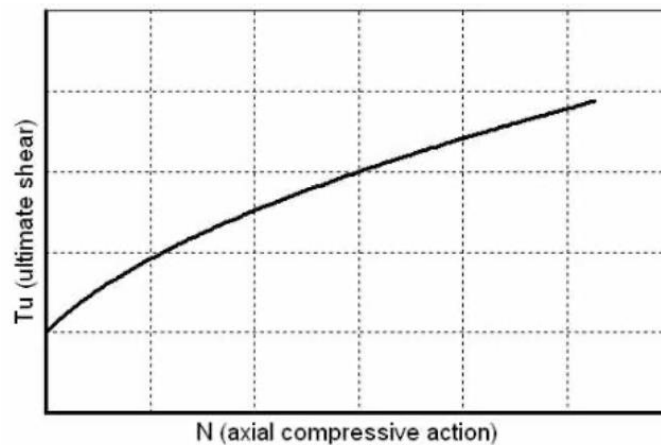


Figura 27 Curva de resistencia a corte: agrietamiento diagonal $T_u=V_u$ (Cortante último) vs N (Fuerza axial a compresión) Fuente:Manzi (2017)

Al comparar las tendencias de las curvas de ambos mecanismos de falla de corte en el mismo diagrama, se puede observar que, para valores más bajos de fuerza normal, la resistencia al corte se rige por un mecanismo deslizante; mientras que, para valores más altos prevalece el mecanismo de tracción diagonal (Figura 28).

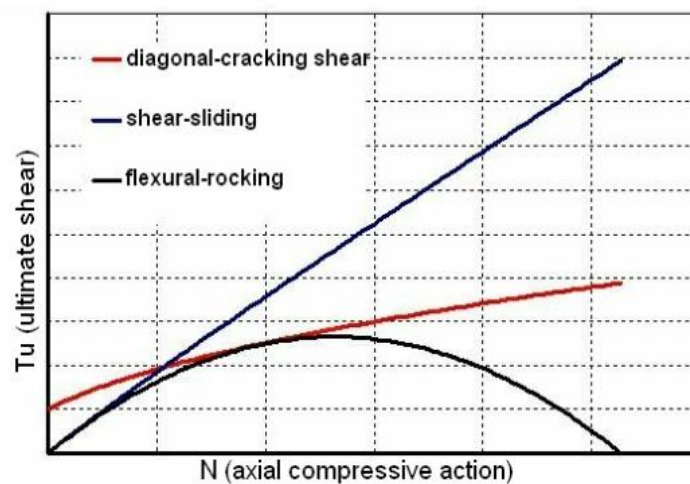


Figura 28 Comparación de los criterios de resistencia Fuente: Lagomarsino et al. (2013).

2.7. Criterios de resistencia para spandrels

El *spandrel* en una pared se identifica por la porción de mampostería colocada por encima y debajo de las aberturas. Este elemento realiza la función principal de acoplamiento entre los pilares de mampostería, en términos de resistencia y deformabilidad.

Los *spandrels* representan un elemento importante en la respuesta sísmica de la pared, de hecho, son fundamentales para garantizar que el acoplamiento entre los pilares y su influencia crezca con el aumento en el número de pisos.

El elemento puede adoptar una configuración diferente de acuerdo con la configuración estructural del edificio, en particular cuando se trata de la respuesta sísmica de los *spandrels*, es necesario verificar la presencia o ausencia de bordillos y cadenas. Para comprender mejor la respuesta cinemática, considere la siguiente figura, en la que se muestra una pared sometida a una fuerza horizontal.

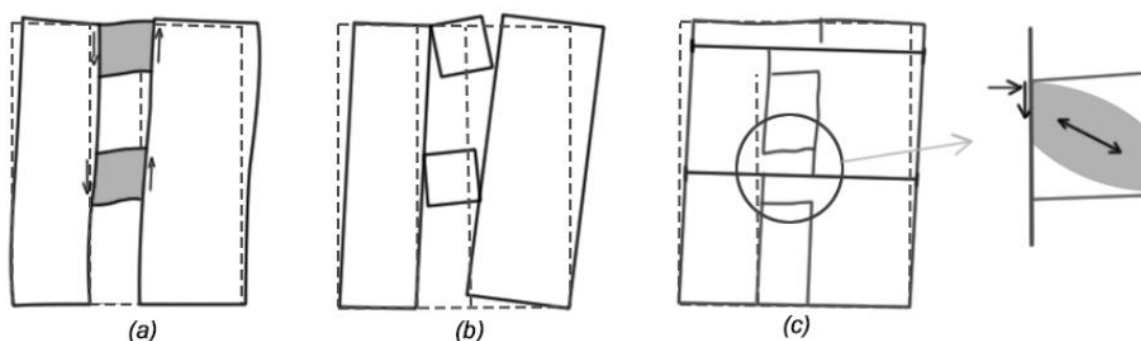


Figura 29 Respuesta de los *spandrels*: (a) *spandrel* con rigidez y resistencia a flexión; (b) *spandrel* sin rigidez y resistencia a flexión; (c) *spandrel* en presencia de elementos resistentes a tracción (bordillos, vigas de atado). Fuente: Adaptado de Manzi (2017).

En la primera configuración Figura 29 (a), se observa que la resistencia a la flexión de los *spandrel* contrasta con el mecanismo de vuelco en el plano de los pilares de mampostería, influyendo positivamente en su resistencia a la flexocompresión.

En el diagrama que se muestra en la Figura 29 (b) se observa en cambio que, en el caso de que los *spandrel* no tengan suficiente resistencia a la flexión, se pierde su capacidad de acoplamiento, en consecuencia, los pilares de mampostería se comportan como estantes dando lugar a un mecanismo de volcarse en el plano.

La resistencia a la flexión de los *spandrel* está en función del esfuerzo de compresión horizontal y es mayor cuanto más se comprime el elemento; Por esta razón, en los edificios nuevos los *spandrels* siempre están conectadas por vigas de hormigón armado o cadenas de acero. Estos últimos son elementos rígidos capaces de absorber tensiones de tracción, aseguran un grado suficiente de acoplamiento entre pilares. En la Figura 29 (c) se puede ver cómo el elemento resistente a la tensión (cadena o viga de atado), opuesto al mecanismo de inclinación de los pilares, genera un aumento en la compresión de los *spandrels* con el consiguiente aumento en

la resistencia a la flexión de las mismas, favoreciendo su operación con un puntal inclinado lo que garantiza el acoplamiento entre pilares de mampostería.

Los modelos utilizados para estudiar el comportamiento sísmico de los *spandrels* se refieren a dos configuraciones diferentes que no hacen necesario el modelado del *spandrel* individual, sino más bien el comportamiento de este último en relación con el comportamiento de los pilares. Estas configuraciones son:

- *Spandrels* fuertes - pilares débiles;
- *Spandrels* débiles - pilares fuertes.

El modelo de "*spandrels* fuertes - pilares débiles" supone que los pilares se rompen antes que los pilares, una hipótesis completamente correcta en el caso de nuevos edificios; en el modelo de "*spandrels* débiles - pilares fuertes", se supone la ausencia total de rigidez y resistencia de los *spandrels*, es decir, los pilares se consideran independientes y no acoplados.

Sin embargo, en ambos modelos, es evidente que los resultados están severamente limitados en la respuesta de la pared, especialmente en aquellos casos en los que la respuesta no lineal de la estructura puede conducir a cambios progresivos en la rigidez de los elementos.

El modelo de macroelementos del pórtico equivalente utiliza un modelado diferente de los *spandrels*. Para obtener una respuesta de las paredes que tenga en cuenta la evolución del grado de acoplamiento entre los *spandrels* y los pilares. Estos se modelan a medida que los pilares rotan 90° adoptando los mismos criterios de rotura. Sin embargo, para usar este modelo es necesario considerar algunas diferencias con los pilares. En primer lugar, la acción axial (resultante de la compresión) debido solo a las cargas de gravedad suele ser baja, si no es cero, por lo que el comportamiento a la flexión está influenciado por valores bajos de esfuerzo normal. Además, en el caso de la mampostería, donde la orientación de los lechos de mortero es paralela al eje del elemento, considerando que el elemento gira 90° , se excluye la posibilidad de roturas por deslizamiento a lo largo de los lechos verticales, por lo tanto, el comportamiento de corte de los *spandrels* está ligado únicamente al mecanismo de grietas diagonales.

Tras la observación de las imágenes de grietas posteriores al terremoto en las paredes de mampostería (Figura 30), se ha observado que los *spandrels* de piso intermedias se ven afectadas principalmente por fenómenos de rotura debido al agrietamiento diagonal; mientras que, los *spandrels* de los pisos superiores generalmente tienen mecanismos de rotura debido a la flexión.



Figura 30 Ejemplo post sismo de paredes de mampostería: agrietamiento por el mecanismo de falla de los *spandrels* a corte. Fuente: Manzi (2017).

Las normativas europeas definen los criterios de resistencia para los *spandrels*, definidos como vigas de mampostería o vigas de acoplamiento. Los *spandrels* son elementos deformables de la pared colocados entre dos aberturas. Su contribución a la resistencia está vinculada a la función de acoplamiento que realizan entre los pilares de la pared del pórtico. Como se definió anteriormente, en ausencia de elementos horizontales resistentes a la tracción, no se puede considerar la capacidad de acoplamiento, los *spandrels* en este caso no se modelarán suponiendo una respuesta tipo ménsula del pilar. La condición es diferente en presencia de elementos resistentes a la tracción (bordillos o cadenas de hormigón armado), en cuyo caso la contribución resistente ofrecida por los *spandrels* es significativa con la formación del mecanismo de puntal de viga y el alto grado de acoplamiento. Cuanto mayor sea el grado de acoplamiento ofrecido por los *spandrels*, mayor será la resistencia general de la pared a las acciones sísmicas (pórtico hiperestático).

En este sentido, para *spandrels* de unión de mampostería (es decir, equipadas con elementos resistentes a la tracción), el modelo de cálculo es idéntico al visto para las paredes de mampostería, suponiendo que el pilar sujeto a flexión y corte (N ; M ; V) en el plano, de acuerdo con la orientación del elemento. Los criterios de resistencia siguen siendo los mismos que para los pilares, con algunas consideraciones con respecto a la definición de las resistencias. La diferencia sustancial está relacionada con el plano según el cual actúa la compresión: en los pilares es ortogonal a las juntas de mortero, mientras que en los *spandrels* es paralela.

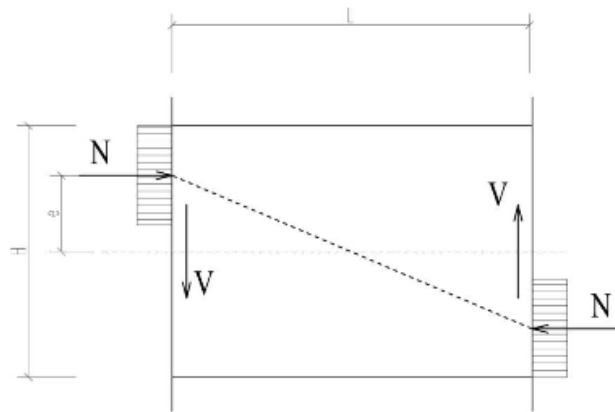


Figura 31 Acciones en el plano de un spandrel. Fuente: Savino (2012).

2.7.1. Mecanismo de falla a flexión

En el caso de la falla a flexión, para la evaluación de la resistencia final de los pilares, los códigos europeos distinguen de acuerdo a los supuestos sobre la acción de esfuerzo normal. Si, de hecho, la verificación se lleva a cabo en presencia de una acción axial horizontal conocida, se realiza de forma análoga para los pilares. Si, por otro lado, la acción axial no se conoce del modelo de cálculo, pero los elementos horizontales con resistencia a la tracción (cadenas de acero, vigas de atado) están presentes en las proximidades de la viga de mampostería, se puede suponer que los valores de las resistencias no exceden esos deducibles de la siguiente relación donde el momento de flexión se define como:

$$M_{u\text{ spandrel}} = \frac{h H_p}{2} \left[1 - \frac{H_p}{0.85 f_h h t} \right] \quad (31)$$

Donde:

H_p : Es el mínimo entre la resistencia a tensión de un elemento interpuesto dentro del spandrel (viga de atado) y $0.4 f_h h t$

f_h : resistencia a compresión de la mampostería en la dirección horizontal en el plano de la pared.

El valor de corte final asociado con este mecanismo es igual a:

$$V_{flexocompresión, spandrel} = \frac{2 M_u}{L} \quad (32)$$

Donde:

L : Longitud del spandrel

2.7.2. Mecanismo de falla por corte

La resistencia de los *spandrels* es idéntica la de los pilares. En particular, la resistencia al corte (V_u) de las vigas dintel en mampostería no reforzada en presencia de un elemento resistente a la tracción se calcula como:

$$V_{u\ spandrel} = ht f_{vo} \quad (33)$$

Donde:

h : Altura de la sección del panel

t : Espesor de la sección

f_{vo} : Resistencia a corte de la mampostería sin compresión

Es evidente que, en ausencia de elementos resistentes a la tracción, los *spandrels* que son incapaces de resistir el corte tienden a dañarse al evitar la formación de los mecanismos que se acaban de describir. En estas condiciones, los *spandrels* no se pueden insertar dentro de los modelos de cálculo y los pilares se desacoplan entre sí.

2.8. Nodo rígido

Como se mencionó anteriormente, el nodo rígido identifica esa parte de la pared que no bordea las aberturas en la pared. Los elementos horizontales y verticales que lo delimitan llevan a cabo una acción de confinamiento, por lo que el nudo puede considerarse rígido. Estas porciones están de hecho sujetas a un estado tensional plano caracterizado por acciones de compresión tanto horizontales como verticales; Esto implica una mayor rigidez y sobre resistencia en comparación con los elementos que las delimitan.

2.9. Vigas de atado en estructuras de mampostería de ladrillo

Las vigas de atado representan una solución efectiva al mejoramiento de las conexiones de las paredes. Para mejorar las conexiones entre pisos o cubiertas con las paredes se pueden emplear diferentes técnicas y materiales como: mampostería reforzada o vigas de atado de acero, madera u hormigón armado (Véase la Figura 32). Además, como se ha mencionado, las vigas de atado ayudan a que se eviten los mecanismos locales fuera del plano de las paredes, y si se garantiza además las conexiones entre pisos y paredes. La distribución de cargas laterales de los diafragmas a las paredes dependerá además del sistema de piso existente en la edificación (rígido o flexible).

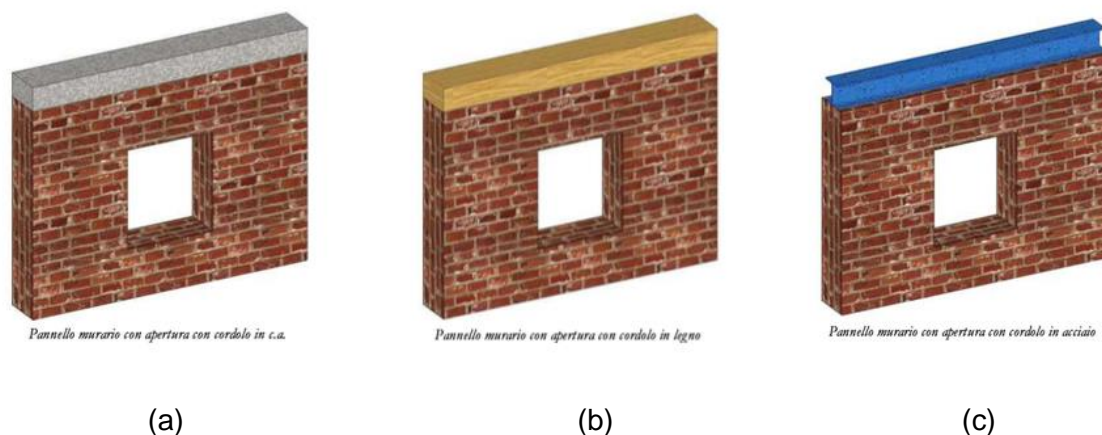


Figura 32 Paredes de mampostería con abertura y vigas de atado de: (a) hormigón armado, (b) madera y (c) acero en 3muri Fuente: S.T.A Data (2018).

Las vigas de atado de hormigón armado permiten tener un gran nivel de preservación y compatibilidad con las edificaciones de mampostería existentes. Para lograr un adecuado grado de conexión entre estos elementos, los materiales a usarse tanto en mampostería (ladrillos y mortero) y hormigón armado deben ser de buena calidad; por otro lado, si la mampostería no es de buena calidad se necesita de refuerzo local en la parte superior de la pared. La conexión pared-viga de atado de HA está garantizada por simple fricción. Por tanto, las vigas de atado deberían tener una altura limitada puesto que implica el aumento de peso y de rigidez, así como de esfuerzos tangenciales entre la viga de atado y la pared, lo que puede conllevar en el deslizamiento de la viga y la desagregación de la pared debido a la diferencia de rigideces entre elementos. Las vigas de atado de acero son una alternativa para mejorar conexiones de paredes gracias a su ligereza e invasividad limitada, además también es necesario garantizar acople entre viga y pared (Frumento et al., s. f.).

2.9.1. Modelo de viga de atado sobre pared de mampostería con 3Muri

El emparejamiento de un panel de mampostería con una viga de hormigón armado vinculada a la misma pared (el panel y la viga son parte del mismo plano vertical) define los elementos, el panel y la viga, de manera idéntica a modelar estos elementos individualmente. La definición del panel y la viga es la misma que se usa para los elementos tomados individualmente.

Sobre los nodos rígidos se debe distinguir dos partes en la viga de atado: una porción rígida que es aquella parte de la viga indeformable que pasa a formar parte del nodo rígido, y una parte flexible sujeta a comportamientos propios de una viga de HA. La porción flexible de la viga de atado se representa como un número entre 0 y 1. Este valor multiplica la distancia entre el nodo en cuestión y el borde del nodo rígido y representa la longitud de la parte flexible de la viga de

atado. En la Figura 33 se observa la delimitación de las zonas rígida y flexible de la viga sobre el nodo rígido.

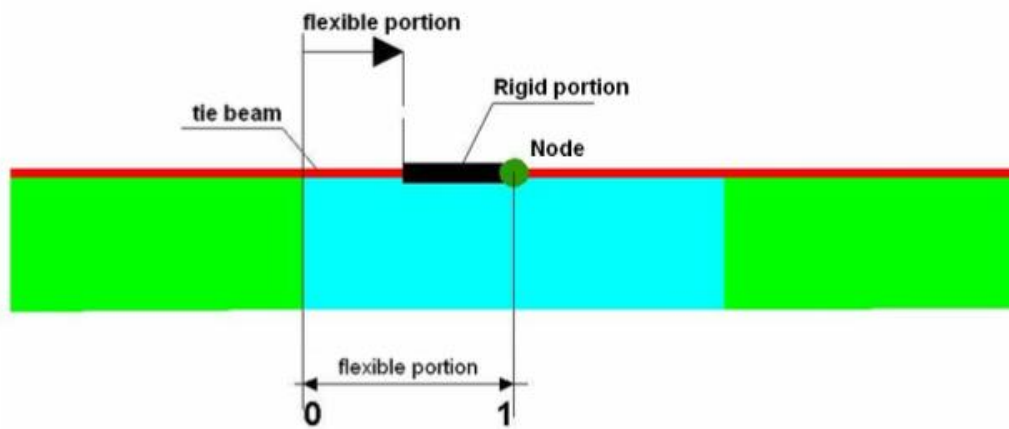


Figura 33 Esquema de modelo de viga de atado.

2.9.2. Modelo de la viga de hormigón armado en 3Muri

Los elementos de hormigón armado, son modelos no lineales que se representan como elementos 2D (vigas). Se los idealiza asumiendo rotulas plásticas perfectamente elásticas concentradas al final del elemento. Estos elementos tienen seis grados de libertad con resistencia limitada y con comportamiento elástico perfectamente plástico. La matriz de rigidez de este tipo de elementos es similar a la matriz de rigidez de los macro elementos.

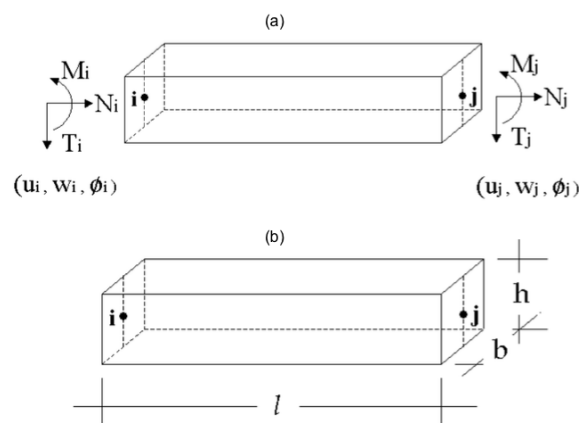


Figura 34 (a): Variable cinemáticas y fuerzas características para la viga de HA. (b): Medidas geométricas de la viga: longitud (l), ancho (b) y altura (h). Fuente: S.T.A Data, s. f.

$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ\eta}{l^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{l^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ\eta}{l^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{l^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 \\ -\frac{6EJ\eta}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{l(1+\psi)} & \frac{6EJ\eta}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{l(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ\eta}{l^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ\eta}{l(1+\psi)} & \frac{12EJ\eta}{l^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ\eta}{l^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 \\ \frac{12EJ\eta}{l^3(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{l(1+\psi)} & \frac{6EJ\eta}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{l(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \varphi_i \\ u_j \\ w_j \\ \varphi_j \end{Bmatrix} \quad (34)$$

Al igual que los macroelementos de las paredes, el comportamiento elástico de las vigas de atado se determina directamente del comportamiento a corte y flexión del elemento, tomando en cuenta las propiedades geométricas de las vigas y mecánicas del hormigón despreciando el aumento de rigidez que ofrece el acero de refuerzo. La reducción de la rigidez debido al agrietamiento se debería tomar en cuenta, de manera análoga a los elementos de mampostería, afectándola por el coeficiente η , que se mantiene constante durante el análisis.

2.9.3. Criterios de resistencia

Las fallas a corte y compresión o tensión se asumen como fallas frágiles, mientras que la combinación de momento flexión axial se modela con rotulas plásticas al final del elemento y su falla es de tipo dúctil. Los criterios de resistencia se toman en cuenta tanto para el hormigón y el acero de acuerdo al tipo de falla al que este sujeto.

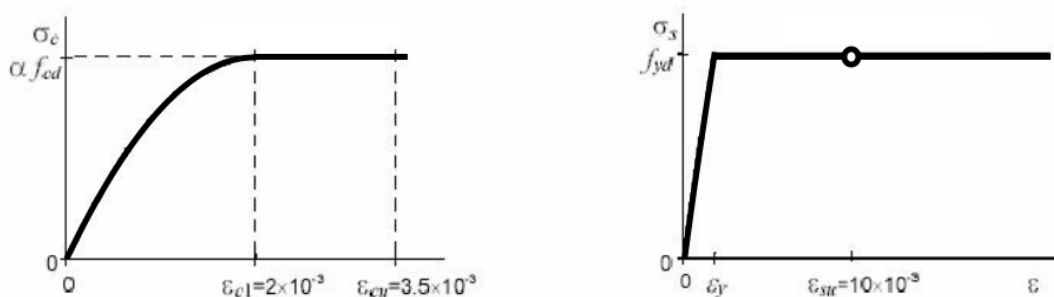


Figura 35 Curvas esfuerzo vs deformación asumidos para hormigón y acero. Fuente: (S.T.A Data, s. f.)

2.9.3.1. Criterio de Resistencia a Corte

Resistencia a corte del hormigón

La verificación compara el corte calculado con una expresión para la resistencia a compresión de las armaduras inclinadas. En caso de que el núcleo contenga barras de refuerzo pre-esforzadas o cables inyectados con un diámetro de $\phi b_w/8$, es necesario calcular el ancho nominal del núcleo.

$$b_{wn} = b_w - \frac{1}{2} \sum \phi \quad (35)$$

Donde $\sum \phi$ se calcula para el caso mas desfavorable.

La verificación de corte del hormigón entonces se realiza mediante la siguiente expresión:

$$V_{Sdu} \leq 0.30 f_{cd} b_w d \quad (36)$$

Donde:

f_{cd} : Resistencia a compresión del hormigón

d : peralte de la viga

b_w : ancho de la viga

La expresión anterior corresponde a la resistencia del hormigón cuando se usa estribos a 90 grados. En caso de que los mismos sean inclinados ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$, donde α es al ángulo de inclinación de los estribos) la resistencia debe ser calculada como:

$$V_{Sdu} \leq 0.30 f_{cd} b_w d (1 + \cot \alpha) \quad (37)$$

Con límite igual a $0.45 f_{cd} b_w d$.

Resistencia a corte de los refuerzos (estribos)

La resistencia a corte se calcula para ductilidades baja-media en función del tipo de elemento que este sea; Si existe refuerzo transversal o de corte la fuerza de corte se calcula como el mínimo valor dado por los modos de falla: la tensión ($V_{Rd,sd}$) o la compresión ($V_{Rd,cd}$), según las siguientes expresiones:

$$V_{Rd,sd} = \frac{0.9 d A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha \quad (38)$$

$$V_{Rd,cd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (39)$$

Donde:



θ : es el ángulo de inclinación del puntal de compresión del concreto; $\cot \theta$ varia entre 1 y 2.5;

α : es el ángulo de inclinación del refuerzo a corte

A_{sw} : es el área de la sección transversal del refuerzo a corte;

b_w : es el espesor;

α_c : es un coeficiente igual o mayor a 1, el cual debe ser considerado para efectos de la carga axial actuante en el elemento;

d : es la altura efectiva de la sección,

f'_{cd} : es la resistencia a compresión reducida con un factor de 0,5.

2.9.3.2. Criterios de Resistencia a flexión

En el mecanismo de falla a flexión, debido a la acción de una fuerza axial (N) y momento flector (M), el dominio de la interacción (M-N) se calcula bajo las siguientes hipótesis: secciones planas, unión perfecta entre el hormigón y las barras de acero de refuerzo y distribución de esfuerzos de bloque rectangular. En columnas solo se calcula si el refuerzo es simétrico y en paredes de hormigón armado el dominio se calcula tomando en cuenta el refuerzo longitudinal tal como este colocado. Asimismo, para determinar la formación de las rotulas plásticas es necesario la comparación entre la predicción elástica y los valores límite obtenidos del dominio en la interacción M-N, para columnas y paredes es más complejo la determinación de estas debido al comportamiento de flexión biaxial y que se explica más a fondo en (Cattari & Lagomarsino, 2013).

El dominio M-N se puede construir asignando una deformación de falla y determinando el diagrama de deformación. Además, el diagrama de esfuerzos se determina usando los enlaces constitutivos. Los resultados de compresión y tracción se calculan como:

$$N_s = \sigma_s A_s \quad (40)$$

$$N'_s = \sigma_s A'_s \quad (41)$$

$$N_c = \beta \xi \alpha f'_c b d \gamma \quad (42)$$

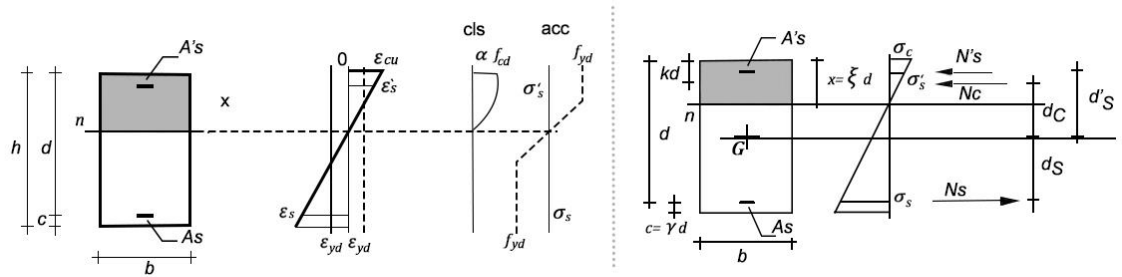


Figura 36 Diagramas de deformación límite y los correspondientes diagramas de tensión. Fuente: Adaptado de S.T.A Data, s. f.

Estos proporcionan el equilibrio en la transferencia y rotación (calculada respecto al centro geométrico de masa de la sección)

$$N = N_c + N_s + N'_s \quad (43)$$

$$M = N_c d_c + N_s d_s + N'_s d'_s \quad (44)$$

Las coordenadas N y M corresponden a una deformación de falla e identifican un punto en el dominio límite en el plano M-N.

El colapso de la sección para mecanismo dúctiles se determina correlacionando rotación de acuerdo con el valor último (θ_u) que se calcula a su vez con aproximaciones empíricas basados en datos experimentales como se indica en la siguiente ecuación:

$$\theta_u = \frac{\delta_1 \delta_3}{1.5 \delta_2} 0.016 * (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f'_c \right]^{0.225} \left(\frac{Lv}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_1 \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f'_c} \right)} (1.25^{100} \rho_d) \quad (45)$$

Donde:

v : radio de carga axial

$\omega \omega'$: radio mecanicos del refuerzos longitudinales de la tensión y compresión

respectivamente

f'_c y f_{yw} : resistencia uniaxial del hormigón y resistencia límite de la rama elástica

del acero transversal

h : altura de la sección

ρ_{sx} : radio del acero transversal paralelo a la dirección de carga (x)

ρ_d : es el radio de acero de refuerzo diagonal (si es que esta presente)

α_1 y δ_1 : factores debido a la efectividad de confinamiento y detalles constructivos



como el anclaje, deslizamiento y tipo de barra respectivamente.

δ_2 : factor igual a 1.6 en caso de paredes de hormigón armado, caso contrario es igual a 1.

δ_3 : factor que varia en función del estado límite igual a 1 o 0.75 en caso de estar cerca del colapso

δ_3 : factor que varia en función del estado límite igual a 1 o 0.75 en caso de estar cerca del colapso, o para estados límites para la seguridad de las personas.

El coeficiente α_1 se puede calcular como:

$$\alpha_1 = \left(1 - \frac{s_h}{2 b_o}\right) * \left(1 - \frac{s_h}{2 h_o}\right) * \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 h_o b_o}\right) \quad (46)$$

Donde:

s_o y h_o : Dimensiones del núcleo de hormigón

b_i : Distancia de los refuerzos longitudinales sostenidos por los estribos en el perímetro.

En caso de que los elementos que no tengan detalles sismorresistentes el factor que corresponda se multiplica por 0.85. Si el refuerzo longitudinal es liso y no existe suficiente anclaje se multiplica por 0.75 para cada caso.

Cuando se alcanza el colapso para ambos tipos de falla: dúctil y frágil, la contribución del elemento a la resistencia total esta dado por la capacidad de soportar cargas verticales. En la formulación no se considera los fenómenos de inestabilidad y mecanismos fuera del plano.

2.9.4. Comportamiento no lineal de elementos de hormigón armado

Según S.T.A Data los elementos tipo viga de hormigón armado se basan en una corrección de tipo no lineal. Esto parte de la predicción elástica, que compara las fuerzas calculadas con los límites de resistencia que se derivan de los criterios mencionados anteriormente.

En relación con el mecanismo de resistencia a la flexión, las rótulas plásticas se forman cuando se alcanza el momento último de resistencia. Esto limita la capacidad de transmitir fuerzas de flexión cuando se alcanza la rotación final. La viga permanece en el campo elástico hasta que uno de los dos extremos alcanza el momento límite. Esta verificación se realiza para ambas secciones.



Si, por ejemplo, al final del elemento se supera el valor límite de momento, se crea la rótula plástica. El momento se mantiene constante con un valor igual al valor límite. La relación total, que antes era completamente elástica, se vuelve parcialmente elástica y parcialmente plástica. El momento en el extremo j mientras está todavía en el campo elástico debe equilibrarse con la condición de desplazamiento actual de los elementos en los que se encuentra la sección de rótula plástica. Entonces, ya no es lo que proporcionó la predicción elástica inicial basada en la hipótesis de que las rotaciones desarrolladas al final son de naturaleza exclusivamente elástica. En cambio, se equilibra con el estado de desplazamiento, que en el límite tiene en cuenta solamente la parte elástica y la rotación en j que todavía es completamente elástica.

La evaluación del momento equilibrado con ese estado de desplazamiento ocurre inmediatamente cuando se usa la ecuación elástica lineal, en la cual se aplican las condiciones circundantes apropiadas. Por ejemplo, en el caso anterior en el que se crea la rótula plástica en i , imponiendo los valores conocidos en el extremo i , igual al momento límite, y el de j rotación completamente elástica. De esta manera, el programa puede calcular las partes elásticas y plásticas de la rotación y el momento en equilibrio con el estado de desplazamiento actual al final, considerando solo la parte elástica de la rotación en el extremo donde se forma la rótula plástica.

Dependiendo de las diversas situaciones posibles, las condiciones del entorno seleccionadas al usar la ecuación de línea elástica son las siguientes:

Caso: Extremo i plastificado (P_i)- extremo j en fase elástica (E_j)

Las condiciones circundantes seleccionadas son $M_i = M_{Limit}$ y φ_j (conocido por la predicción elástica inicial), a partir de la cual se encuentra el número para la rotación elástica al extremo i φ_i y, en consecuencia, también el plástico φ_i , P ; conocidos φ_j y φ_i , es posible calcular el momento M_j equilibrado con ese estado de desplazamiento.

Caso: Extremo i en fase elástica (E_i)- extremo j plastificado (P_j)

Las condiciones circundantes seleccionadas son $M_j = M_{Limit}$ y φ_i (conocido por la predicción elástica inicial), a partir de la cual se encuentra el número para la rotación elástica al extremo j φ_j y, en consecuencia, también el plástico φ_j , P ; conocidos φ_j y φ_i , es posible calcular el momento M_i equilibrado con ese estado de desplazamiento



Caso: Extremo i plastificado (P_i)- extremo j plastificado (P_j)

Las condiciones circundantes seleccionadas son $M_j = M_j = M_{Limit}$ a partir de la cual se encuentran las figuras para la rotación elástica en los dos extremos φ_i , y φ_j , de los cuales es posible calcular las figuras de plásticas φ_i, P y φ_j, P .

En este punto, cuando el momento flector en los extremos del elemento se ha calculado correctamente, el siguiente paso es la verificación de rotación. Esto se calcula con respecto al refuerzo identificado en la sección en el momento cero, con respecto a la rotación final calculada de acuerdo con lo indicado en el código. En el caso en que se excede el valor límite, el momento termina y la rotación impartida se vuelve completamente plástica. En este punto, las características de fuerza (corte y momento) encontradas en el otro extremo se calculan de acuerdo con el nuevo esquema estático para la viga. Esto significa que ocurrió el colapso de flexión en el momento en que se generan las rótulas plásticas.

En resumen, las condiciones que pueden ocurrir en cada sección final son un resultado relativo al mecanismo de flexión (con o sin fuerza normal):

- Fase elástica de permanencia (E);
- Formación de una rótula plástica al alcanzar el límite de valor de momento (P);
- Colapso de la sección después de exceder el valor máximo de rotación permitido (R).

Hay que tener en cuenta que las características de la fuerza de corte son constantes a lo largo del elemento debido a las acciones concentradas en los nodos. Estos se calculan para garantizar el equilibrio con los momentos desarrollados en los extremos.

Con respecto a la verificación de la resistencia al corte, esto se realiza comparando el valor de corte calculado, que es compatible con el equilibrio del elemento en función de los momentos desarrollados en los extremos, con ese límite. Si esta comprobación no se cumple y la resistencia al corte es menor que la calculada, el elemento se evaluará como colapsado y, por lo tanto, ya no podrá soportar fuerzas, debido a las hipótesis del mecanismo de rotura frágil.

También hay que tener en cuenta la dependencia de los límites máximos de resistencia (para flexión y corte) del esfuerzo a compresión normal. Se deduce que estos valores de comparación no son una propiedad constante del elemento. Pueden variar durante el análisis, siguiendo la redistribución de las acciones hacia los elementos que contribuyen juntos al equilibrio total del sistema estructural.

2.10. Modelación tridimensional de la mampostería

La modelación tridimensional con pórtico equivalente no está exenta de dificultad, en este modelo los elementos resistentes a las solicitaciones están representados por el sistema doble de paredes, ortogonales entre sí, dispuestas en el plano (X, Y). Los elementos horizontales con rigidez en su plano constituyen restricciones entre las paredes y tienen por función distribuir las cargas laterales sobre estas, entonces la estructura se construye ensamblando elementos verticales y horizontales.

El principal problema es mantener el modelo de pórtico equivalente para sistemas espaciales; esto genera un problema en la gestión de los nodos tridimensionales que se configuran en la intersección de las paredes. Por consiguiente, al hacer coincidir el eje vertical y el centro de gravedad de las secciones rectangulares de las paredes de mampostería dispuestas en las dos direcciones con los nodos de intersección entre las paredes ortogonales, dichos ejes no son coincidentes. De aquí surge la hipótesis de no tomar en cuenta la rigidez a flexión de las paredes fuera del plano.

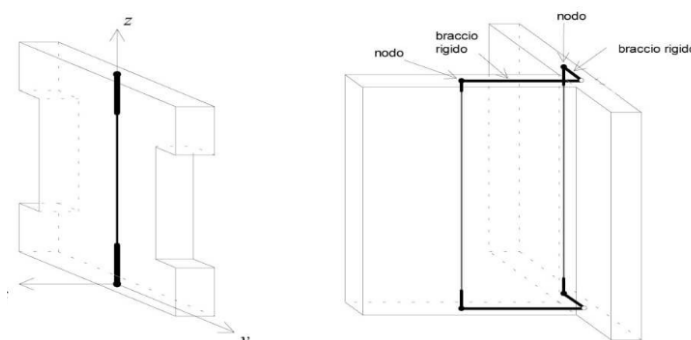


Figura 37 Descomposición de un muro en sus elementos - método SAM Fuente: Mágenes G (2000).

En las intersecciones de las paredes se generan nodos virtuales tridimensionales, que deben garantizar las condiciones de congruencia vinculadas al grado de conexión. Suponiendo que se ha verificado la inexistencia de los mecanismos fuera de plano, y que se haya verificado un buen grado de conexión entre paredes, entonces se puede realizar la hipótesis de un buen grado de conexión entre las paredes.

En el análisis espacial implementado por 3Muri, se preserva el uso del modelado plano con un pórtico equivalente para las paredes, que posteriormente se ensamblan con las estructuras horizontales (pisos y cubiertas). De esta manera, las masas y las rigideces se asocian con los nodos tridimensionales de la estructura, sin embargo, teniendo en cuenta sólo los grados de libertad en el plano de las paredes (es decir, los nodos bidimensionales en los extremos de las

paredes) se excluye la respuesta fuera del plano local de las paredes, descuidando las rigideces de flexión ortogonales.

Las hipótesis basadas en el comportamiento estructural y sísmicos que se requiere para para la construcción del modelo 3D de estructuras de MNR son las siguientes:

- La estructura que soporta todas las cargas (verticales y horizontales) se identifica con paredes y diafragmas horizontales (cubiertas, pisos y bóvedas de techo)
- Las paredes son los elementos portantes, mientras que los diafragmas son los elementos que gobiernan la transferencia de cargas horizontales entre las paredes.
- El comportamiento a flexión de los diafragmas y la respuesta fuera del plano de las paredes no son calculadas ya que son despreciables respecto la respuesta global de la estructura, en los cuales gobierna el comportamiento en su plano.

Para el ensamblaje 3D del modelo, se define las coordenadas cartesianas globales del sistema (X, Y, Z), las paredes son modeladas mediante pórticos planos en un sistema de coordenadas local y se generan nodos 2D con 3 grados de libertad.

Los nodos 3D son aquellos que conectan las diferentes paredes en las esquinas y las intersecciones y por ello tienen 5 grados de libertad en el sistema de coordenadas global (u_X , u_Y , u_Z , rot_X , rot_Y). La rotación alrededor del eje Z se desprecia, debido al comportamiento de la membrana adoptada para representar pisos y paredes. Para la congruencia del sistema, las siguientes condiciones deben aplicarse sobre los 5 grados de libertad de los nodos 3D y los 3 grados de los nodos bidimensional que pertenece a la pared convergente.

$$\{u = u_x \cos \cos \theta + u_y \theta \quad w = u_z \varphi = \varphi_x \theta - \varphi_y \cos \cos \theta \quad (47)$$

En los que u, w y φ indican los componentes de desplazamiento de acuerdo a los grados de libertad del nodo virtual bidimensional que converge a la pared genérica orientada de acuerdo al ángulo φ (Véase la Figura 38). Del mismo modo las fuerzas aplicadas al nodo tridimensional son desplazados según las direcciones identificadas por el nivel medio de las paredes y luego aplicado a los macroelementos en su nivel de resistencia.

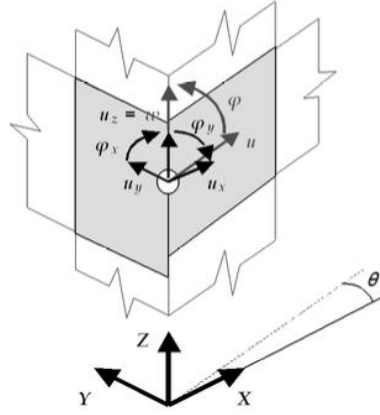


Figura 38 Grados de libertad del nodo tridimensional Fuente: (S.T.A Data, s. f.)

Las fuerzas reactivas transmitidas por los macroelementos que pertenecen a las paredes individuales a los nodos bidimensionales virtuales se transfieren al sistema global de acuerdo a:

$$\begin{cases} F_x = F_h^{(1)} \cos \theta_1 + F_h^{(2)} \cos \theta_2 \\ F_y = F_h^{(1)} \sin \theta_1 + F_h^{(2)} \sin \theta_2 \\ F_z = F_v^{(1)} + F_v^{(2)} \\ M_x = M^{(1)} \sin \theta_1 + M^{(2)} \sin \theta_2 \\ M_y = -M^{(1)} \cos \theta_1 - M^{(2)} \cos \theta_2 \end{cases} \quad (48)$$

De los que, como se aprecia en la Figura 39, los límites con los vértices 1 y 2 hacen referencia a los límites de fuerza correspondientes a los nodos virtuales identificados en las paredes 1 y 2 a las que pertenece el nodo tridimensional.

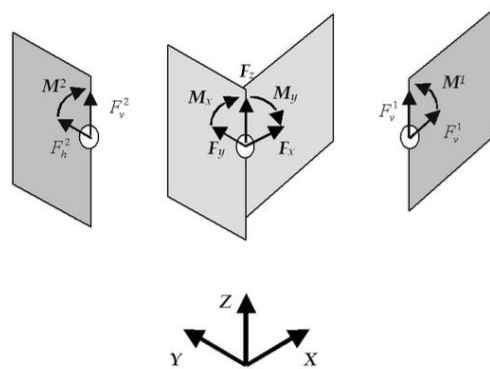


Figura 39 Fuerzas del nodo 3D con 5GDL y su correspondiente nodo bidimensional de 3 GDL Fuente: (S.T.A Data, s. f.)

Debido que los nodos 2D no tienen grados de libertad en la dirección perpendicular al plano de la pared, el cálculo del componente de la masa nodal relacionado a los grados de libertad fuera del plano son compartidos con los grados de libertad correspondiente a los nodos 3D cercanos de la misma pared (Penna & Ferrata, 2011). La masa se comparte con el correspondiente grado de libertad de los nodos 3D más cercanos de la misma pared y piso de acuerdo a las siguientes relaciones:

$$\begin{cases} M_x^I = M_x^I + m(1 - |\cos \alpha|) \frac{l-x}{l} \\ M_y^I = M_y^I + m(1 - |\sin \alpha|) \frac{l-x}{l} \end{cases} \quad (49)$$

Esta solución permite mantener las hipótesis de simplificación adoptadas en la implementación de análisis estáticos con 3 componentes de aceleración a lo largo de las 3 direcciones principales y análisis dinámicos 3D con 3 componentes de entrada simultáneos. Los términos de las relaciones se pueden apreciar en la Figura 40.

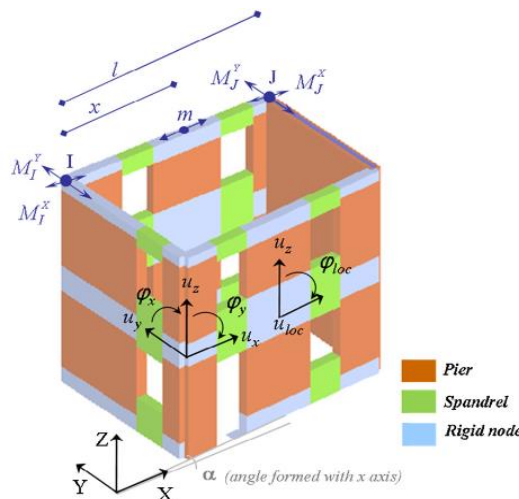


Figura 40 Esquema de la construcción del modelo 3D con macroelementos: clasificación de los nodos 2D y 3D y la repartición de la masa fuera del plano Fuente: Lagomarsino et al. (2013)

3. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS SISTEMAS DE PISO/CUBIERTA EN LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

El trabajo del piso en el comportamiento de la estructura se constituye en dos funciones: transmitir las cargas verticales y distribuir los esfuerzos horizontales generados por sismos hacia las paredes. Los pisos de edificaciones de mampostería no reforzada de muros portantes están en la categoría de sistemas unidireccionales, caracterizados por tener envigado de madera con entablado simple. Como se ha mencionado antes la carga horizontal del sismo aplicada en los elementos portantes (paredes) depende de su rigidez en el plano, la deformabilidad del sistema de piso/cubierta y de la conexión entre los elementos resistentes. Que se garantice el buen agarre entre paredes o en conexiones puntuales permite que todos los elementos contribuyan en la resistencia global de la estructura y evita los mecanismos locales fuera del plano. Es por tanto que, la función de los elementos horizontales (cubiertas y pisos) además de ayudar a evitar los mecanismos fuera del plano mediante restricciones cinemáticas, garantizan la distribución de los esfuerzos generados por el sismo entre las paredes paralelas a su dirección. Esta repartición se

da lugar en el plano de cada paño para cada piso de construcción y depende estrictamente de la rigidez / deformabilidad y de la orientación (Savino, 2012). La eficiencia del comportamiento global de la edificación se relaciona a una mejor transferencia de las paredes de la estructura, en las cuales se puede presentar dos tipos de fuerzas en los diafragmas de piso: a) las fuerzas inerciales inducidas por la aceleración del piso y b) las fuerzas de transferencia, originadas a partir de las diferencias de desplazamiento lateral de las paredes resistentes a las cargas horizontales (Jiménez, 2016).

3.1. Influencia de la rigidez de los sistemas de piso/cubierta

La experiencia obtenida después terremotos han demostrado que los diafragmas horizontales (pisos/cubiertas) juegan un papel clave en la transmisión de las acciones sísmicas (Baldessari et al., 2008). Por una parte, los pisos rígidos distribuyen la carga lateral entre las paredes de la estructura resistente proporcional a su rigidez. Por otro lado, el sistema de piso flexible implica una distribución de carga lateral proporcional al área de influencia de cada pared. El comportamiento de la pared será cada vez más independiente según el piso sea más flexible (Baldessari et al., 2008).

Si el piso no está conectado adecuadamente a las paredes y su rigidez no es satisfactoria, aparecen diferentes mecanismos de colapso que implican el volcamiento de las paredes (Véase la Figura 41(c)), debido a que las paredes carecen de resistencia fuera del plano; por el contrario la presencia de un diafragma rígido y conexiones buenas entre paredes y pisos permite que la carga lateral del sismo sea transmitida a las paredes paralelas al mismo de forma adecuada, lo que a su vez permite que las paredes desarrollen los modos de falla dentro de su (Figura 41(b))

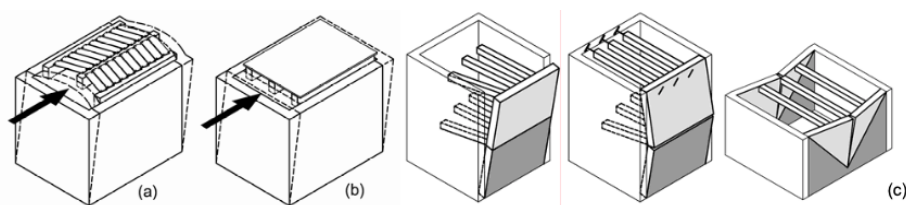


Figura 41 Mecanismos de falla: a) la insuficiente rigidez en plano del piso el volcamiento de las paredes perpendiculares a la acción del sismo, (b) un diafragma rígido permite que las fuerzas sean transmitidas a las paredes paralelas al sismo y (c) ejemplos de tipos de volcamiento de paredes registrados en terremotos. Fuente: Baldessari et al. (2008).



3.2. Influencia de vigas de atado en los sistemas de piso/cubierta

La influencia de un elemento como la viga de atado en el modelo global de la edificación depende en gran parte del sistema de piso al que esté conectado. A continuación, se muestra los diferentes sistemas de piso y la influencia que tienen con o sin elementos de amarre.

3.2.1. Diafragma rígido en su plano

Este sistema generalmente es representado por piso de mampostería u hormigón con viga/bordillo en concreto armado. La hipótesis de este sistema de piso constituye una solución óptima que permite evitar mecanismos locales fuera del plano. Las vigas de hormigón armado constituyen restricciones transversales resistentes a la tracción, con la capacidad de generar mecanismos resistentes a flexión en el espesor de la mampostería. Las conexiones en elevación entre paredes y elementos horizontales permiten la división de la carga lateral total del plano entre los muros de refuerzo paralelos a la dirección del sismo. La relación entre la rigidez y la posición geométrica en planta del piso permite distribuir uniformemente las acciones de corte en las paredes, favoreciendo la respuesta global en el plano, que compromete la ductilidad de la estructura de manera global.

3.2.2. Diafragma flexible en su plano

Este sistema de piso es representado por sistemas abovedados, pisos isostáticos de madera/hierro. La hipótesis de este sistema de piso implica la ausencia de una conexión sólida entre la cubierta/piso con las paredes, lo cual conduce a la aparición de mecanismos locales fuera del plano como el volcamiento de los muros ortogonales a la carga sísmica, es por ello que, en este tipo de piso es necesario la presencia de elementos resistentes a tensión como cadenas (vigas) dispuestas a lo largo de los perfiles de las paredes en ambas direcciones para contrarrestar la acción sísmica fuera del plano. El comportamiento en el plano de las paredes presenta dos casos:

- **Piso flexible en su plano y ausencia de conexiones horizontales del piso entre los pilares de la mampostería**

Este tipo de piso implica la ausencia de vigas/bordillos y cadenas perimetrales. La ausencia de un piso que sea capaz de distribuir las cargas laterales hacia las paredes adecuadamente, y la falta de conexiones entre las paredes conlleva a que cada pared se comporte como una estructura independiente capaz de soportar de manera directa aceleraciones inducidas por el sismo. En la práctica, en presencia de un piso flexible, cada pared tiene una respuesta oscilatoria independiente de las demás, recibiendo una parte de la acción de la carga horizontal proporcional

a la carga vertical (a la propia masa dada por: peso propio + peso de la mampostería en relación con el área de influencia del piso) directamente aplicada a esta. Esta carga de sismo será soportada directamente por el único muro con el que compita tanto local como globalmente, en el sentido de que sea absorbida por este y transferida hacia cimentación.

- **Piso flexible en su plano y presencia de conexiones efectivas horizontales del piso entre las paredes de mampostería**

Este sistema de piso supone la presencia de vigas/bordillos y cadenas. Al igual que el caso anterior, en este, las paredes también tienen una respuesta oscilatoria independiente de las demás. La presencia de los elementos horizontales tipo viga o cadena implica conexiones entre las paredes, lo cual permite que, en caso de producirse algún mecanismo de falla global, la fuerza de inercia será absorbido localmente por la pared única soportante, pero a nivel global también será apoyada por las conexiones (otras paredes) hasta llevarla a la cimentación.

Teniendo en cuenta que un sistema óptimo es en el que se tiene un piso rígido y buenas conexiones entre paredes, se puede suponer que las acciones sísmicas del piso aplicadas al edificio se distribuyen como acciones de corte entre todas las paredes de forma proporcional a su rigidez y posición en el plano. En esta distribución de las acciones (paralelas a las dos direcciones según las cuales induce el sismo) dado que la rigidez ortogonal (fuera del plano) de las paredes es insignificante en comparación con la longitudinal, se puede suponer con buena aproximación, que las fuerzas horizontales se enfrentan a lo largo de cada dirección principal en las paredes paralelas a la dirección del sismo. Sin embargo, la presencia de excentricidad entre los baricentros (masas y rigidez) conduce a la aparición de efectos del plano de torsión (par de torsión sísmica del diafragma). Esto implica que, como resultado de la acción sísmica en una dirección, se esforzarán tanto las paredes paralelas al terremoto como las ortogonales de acuerdo con las deformaciones planas que comprometen la rigidez coplanar de las mismas paredes (muros de refuerzo, las rigideces ortogonales se descuidan piso de las paredes). Además, la asimetría de los efectos debido a la rotación de la plataforma significa que los muros más esforzados son aquellos dispuestos más lejos del centro de gravedad de las rigideces (muros perimetrales).

En la práctica, al calcular la respuesta sísmica espacial de la estructura de mampostería tanto la rigidez a la flexión ofrecida por las paredes en el plano ortogonal a la dirección del terremoto como su rigidez torsional siempre se deprecian, considerando únicamente su rigidez coplanar. Debido a la acción sísmica en una dirección, se considera que las paredes paralelas y ortogonales al terremoto reaccionan en su propio plano de acuerdo con un esquema de respuesta espacial, suponiendo que su configuración de deformada sea plana.

Este modelo de respuesta sísmica de los muros exclusivamente coplanares es fiel a la realidad de que: la rigidez / resistencia fuera del plano de las paredes es insignificante en comparación con la de su propio plano (muy bajo momento de inercia con respecto al longitudinal). Las paredes ortogonales al sismo por medio de comportamientos arqueados en el grosor de la pared tienden a llevar la carga sísmica a las paredes longitudinales paralelas al sismo. Por lo tanto las paredes deberán ser revisadas posteriormente en la resistencia fuera del plano (Savino, 2012).

3.3. Modelo de pisos/cubiertas en 3Muri

El comportamiento del sistema de piso al aplicar cargas verticales, se puede apreciar en la Figura 42, sin embargo, el comportamiento frente a acciones sísmicas no es de interés y 3Muri no se considera el mismo.

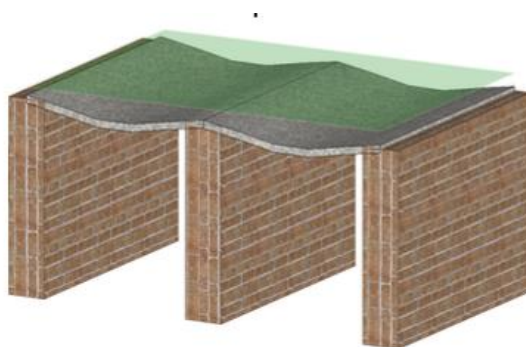


Figura 42 Deformación del piso debido a cargas verticales. Fuente: S.T.A Data (2018).

La rigidez en el plano de los pisos, que se definen como diafragmas, se toma en consideración frente a las cargas horizontales como las sísmicas. La rigidez del plano del piso está directamente ligada al comportamiento de la estructura. En la Figura 43, en el caso de piso rígido las acciones se distribuyen de manera uniforme en todas las paredes. En el caso de piso flexible, la pared central recibe un componente igual al 50% de la carga sísmica aplicada, el doble de carga respecto a las paredes laterales. De esta manera se evidencia influencia de este componente estructural en el comportamiento global de la estructura (S.T.A Data, 2018).

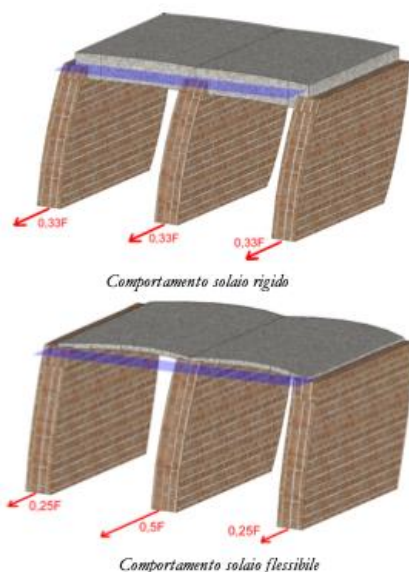


Figura 43 Comportamiento de piso flexible y piso rígido. Fuente S.T.A Data (2018).

Esta característica es aún más evidente cuando se ha superado la fase elástica, y se evita que la falla de la pared central provoque la falla de toda la estructura. En caso de pisos rígidos las paredes laterales colaboran también en caso de fallas localizadas, por esta razón manuales y normativas de construcción sugieren el uso de pisos infinitamente rígidos en su plano y que sus conexiones con las paredes estén bien realizadas. Esto, aunque de manera general es cierto, no siempre es necesario, especialmente si para lograr esta condición es necesaria la intervención de las estructuras. De hecho, en caso recuperación o intervenciones de adaptación sísmica a las estructuras, el reemplazo de pisos de madera o similares con losas de hormigón armado implica el incremento de la masa con acciones sísmicas crecientes, más aún tomando en cuenta que el desmantelamiento y fundición de la nueva estructura pueden ser complicados de llevar a cabo (S.T.A Data, 2018).

3.3.1. Modelamiento de Diafragmas

La rigidez del diafragma afectará la resistencia o respuesta total de la estructura dependiendo del tipo de piso que sea. En el caso de los pisos flexibles, no va a existir transferencia de carga de paredes muy dañadas a los elementos estructurales aún eficientes. En pisos asumidos “infinitamente” rígidos, la contribución puede ser sobreestimada, sin embargo, es una característica que debería ser considerada. El comportamiento de del piso en el modelo 3D se asume como completamente rígido, lo cual no representa la realidad en edificaciones ya construidas, que presentan pisos flexibles. Para ello 3Muri tiene elementos de pisos específicos, estos se modelan como elementos de membrana finita de 3 o 4 nodos, con dos grados de libertad en cada nodo (u_x , u_y) en coordenadas globales. A estos se les identifica con los módulos de

Young (E_1 , E_2) en la dirección principal y en la dirección perpendicular. Estos módulos de elasticidad representan la rigidez normal a lo largo de la membrana en las dos direcciones; además, se toman en cuenta para el efecto de grado de conexión entre paredes y diafragmas horizontales, y proveen de una conexión entre los desplazamientos horizontales en el plano de los nodos que pertenecen a la misma intersección de pared a piso. Adicionalmente, se identifica a ν como el modulo de Poisson y G_{12} como el módulo de corte, que influye en la rigidez tangencial del diafragma y de la fuerza horizontal que se transfiere a lo largo de las paredes en la fase lineal y no lineal. De los parámetros mencionados se puede obtener la matriz \hat{D} , que indica la correlación entre esfuerzos y deformaciones para el caso de membrana con 3 nodos, entonces la matriz \hat{D} se define como:

$$\hat{D} = \begin{bmatrix} \frac{E_1}{1-\nu^2} & \frac{\nu E_1}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{\nu E_1}{1-\nu^2} & \frac{E_1}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & G_{12} \end{bmatrix}, \quad e = \frac{E_2}{E_1} \quad (50)$$

De la matriz \hat{D} se puede obtener la matriz D con la matriz de rotación R , esto para tomar en cuenta la orientación actual de el diafragma. De esta manera se obtiene la matriz de rigidez, partiendo de la matriz D y adoptando funciones lineales, la matriz B para cada nodo i del elemento de 3 nodos queda definida como:

$$B_i = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} y_j - y_k & 0 \\ 0 & x_k - x_j \\ x_k - x_j & y_j - y_k \end{bmatrix} \quad (51)$$

De donde x_j , y_j , x_k y y_k son las coordenadas de los nodos j y k , y A es el área del triángulo. Con la matriz B_i y D se puede obtener la matriz de rigidez del elemento membrana de 3 nodos como:

$$K = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ij} & K_{ik} \\ K_{ji} & K_{jj} & K_{jk} \\ K_{ki} & K_{kj} & K_{kk} \end{bmatrix} \quad (52)$$

Donde: $K_{ij} = B_i^T D B_j A s$; s es el espesor equivalente asumido para la membrana. Para elementos de 4 nodos la matriz se obtiene como la contribución promedio de dos posibles mallas de elementos de 3 nodos, como se indica en la Figura 44 (Lagomarsino et al., 2013)

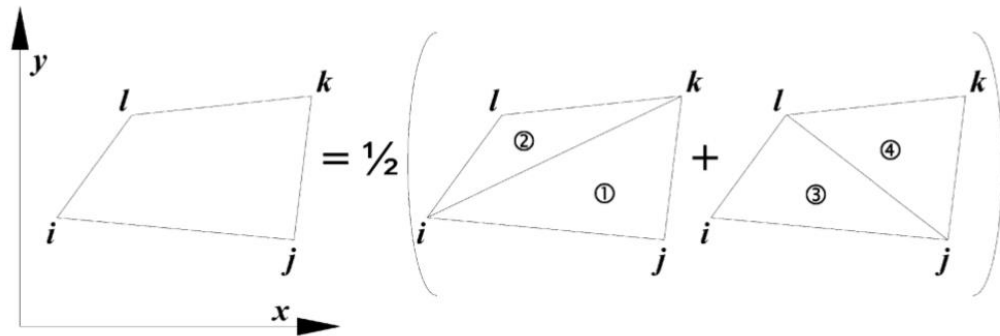


Figura 44 Elementos membrana de 4 nodos como el promedio de elementos malla de 3 nodos. Fuente: Lagomarsino et al. (2013).

La matriz de rigidez involucra los nodos incidentales tridimensionales individuales en el piso. La contribución de las cargas verticales (propias y soportadas) se atribuye en términos de masa nodal añadida a todos los nodos, incluidos aquellos con tres grados de libertad, que pertenecen a las paredes incidentes a la altura del nivel del piso. Esta masa adicional se calcula en función del área de influencia de cada nodo, teniendo en cuenta la dirección de deformación del piso.

3.3.2. Distribución de masas nodales adicionales debido a las cargas distribuidas

Las cargas verticales aplicadas en los diafragmas deben distribuirse hacia las paredes, para ello 3Muri divide a la carga según el tipo de piso (unidireccional o bidireccional con el porcentaje impuesto para cada dirección. Para la repartición de la carga distribuida, el programa divide la masa total en masas infinitesimales como se puede apreciar en la Figura 45. Estas masas adicionales son repartidas hacia los elementos resistentes con sus respectivos nodos como cortantes y momentos a nivel global (V_i , M_i) y local (V_{Ri} , M_{Ri}). Las acciones locales se comparten a los elementos resistentes que depende del tipo de elemento de forma proporcional a la rigidez (K) que corresponda al tipo de elemento definido y su matriz de rigidez.

Los valores del cortante y momento se calculan tomando en cuenta los siguientes parámetros:

l_{ij} distancia entre el nodo i y j

x_i distancia entre el nodo i y el borde más cercano del elemento horizontal

x_j distancia entre el nodo i y el otro borde del elemento horizontal

x_k distancia entre el nodo i y la posición de m_k

m_k masa infinitesimal, calculada considerando la carga dividida en pequeñas franjas

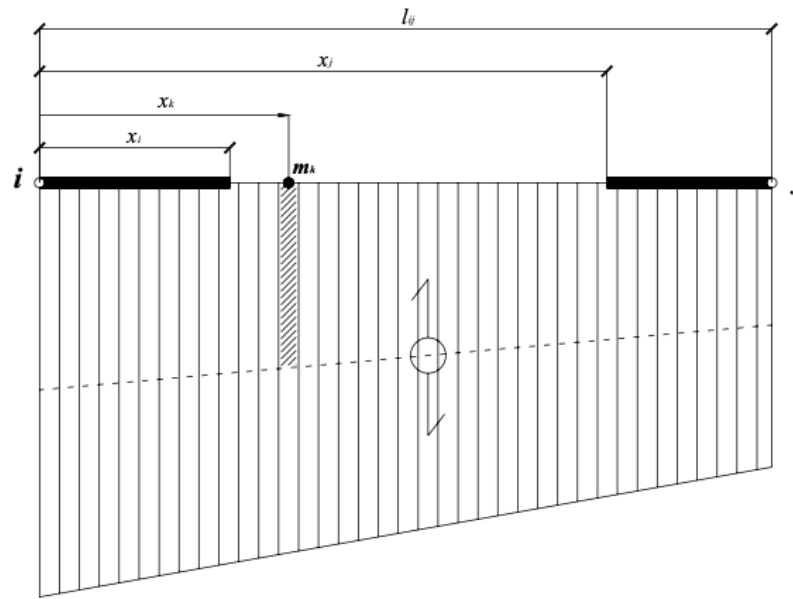


Figura 45 Esquema de los parámetros para calcular las reacciones en los elementos Fuente: Lagomarsino et al. (2008).

Los valores de x_i y x_j pueden ser evaluados en la longitud y posición de los elementos horizontales actuantes en el nodo i y j, como se muestra en la Figura 46. Si adicional al *spandrel* se encuentra otro elemento entre los mismos nodos (viga de atado), x_i y x_j se establecen en la posición final del elemento *spandrel*. Si la viga no tiene una terminación rígida, se definen los valores de $x_i = 0$ y $x_j = l_{ij}$.

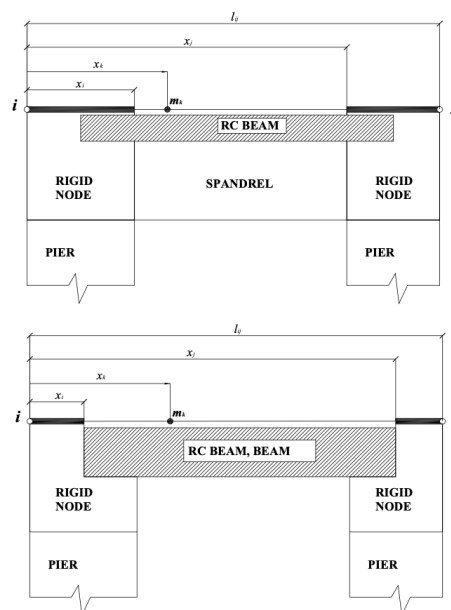


Figura 46 Elección de los parámetros x_i y x_j dependiendo de los elementos horizontales Fuente: Lagomarsino et al. (2008).

La posición (en un elemento deformable o en un nodo rígido) de las diferentes masas (m_k) (Figura 47) provoca diferentes acciones en los nodos i y j . Las acciones en los nodos se pueden calcular suponiendo un diagrama de viga de flexión-doble con una sola carga (m_k) y pueden agregarse directamente debido a la regla de superposición como se aprecia en la Figura 48.

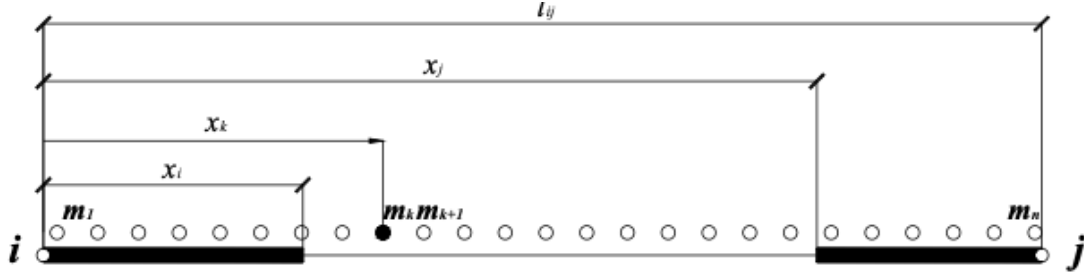


Figura 47 Distribución de las masas infinitesimales que actúan en el tramo de la pared i, j debido a una carga distribuida Fuente; Lagomarsino et al. (2008).

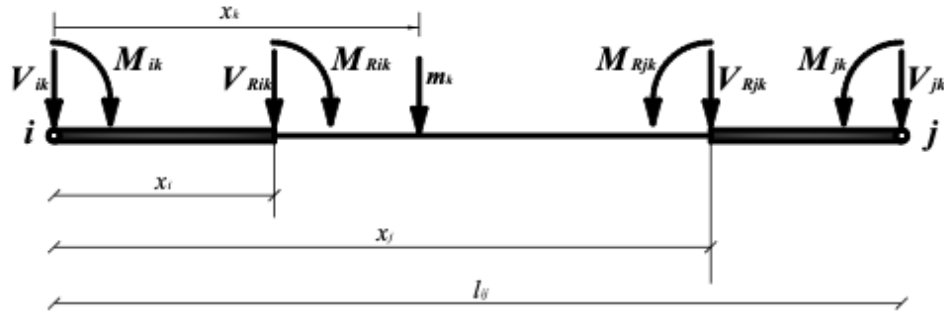


Figura 48 Acciones locales debido a una carga puntual m_k Fuente: Lagomarsino et al. (2008).

Con estos parámetros, $V_i, M_i, V_j, M_j, V_{Ri}, M_{Ri}, V_{Rj}, M_{Rj}$: se puede calcular de acuerdo con:

$$\text{si } x_k \leq x_i, \quad \begin{cases} V_{Rik} = 0 & V_{Rjk} = 0 \\ M_{Rik} = 0 & M_{Rjk} = 0 \\ V_{ik} = m_k & V_{jk} = 0 \\ M_{ik} = -m_k x_k & M_{jk} = 0 \end{cases} \quad (53)$$

$$\text{si } x_i < x_k < x_j, \quad (54)$$

$$\begin{cases} V_{Rik} = \frac{-m_k}{(x_j - x_i)^3} (x_j - x_k)^2 (x_j + 2x_k - 3x_i); & V_{Rjk} = \frac{-m_k}{(x_j - x_i)^3} (x_k - x_i)^2 (x_j + 2x_k - 3x_i) \\ M_{Rik} = V_{Rik} = \frac{-m_k}{(x_j - x_i)^3} (x_j - x_k)^2 (x_k - x_i); & M_{Rjk} = \frac{m_k}{(x_j - x_i)^3} (x_k - x_i)^2 (x_j - x_k) \\ V_{ik} = V_{Rik}; & V_{jk} = V_{Rjk} \\ M_{ik} = M_{Rik} + V_{Rik} x_i; & M_{jk} = M_{Rjk} - V_{Rjk} (l_{ij} - x_j) \end{cases}$$

$$si \ x_k \geq x_j, \begin{cases} V_{Rik} = 0 & V_{Rjk} = 0 \\ M_{Rik} = 0 & M_{Rjk} = 0 \\ V_{ik} = 0 & V_{jk} = -m_k \\ M_{ik} = 0 & M_{ik} = m_k(l_{ij} - x_k) \end{cases} \quad (55)$$

Con estas expresiones descritas y mediante una suma en todo el tramo del muro, las acciones de corte y flexión en nodos y elementos pueden calcularse de acuerdo con la distribución m_k .

$$\begin{cases} V_{Ri} = \sum_{k=1}^n T_{Rik} & V_{Rj} = \sum_{k=1}^n T_{Rjk} \\ M_{Ri} = \sum_{k=1}^n M_{Rik} & M_{Rj} = \sum_{k=1}^n M_{Rjk} \\ V_i = \sum_{k=1}^n T_{ik} & V_j = \sum_{k=1}^n T_{jk} \\ M_i = \sum_{k=1}^n M_{ik} & M_j = \sum_{k=1}^n M_{jk} \end{cases} \quad (56)$$

4. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

Los métodos de análisis para determinar el comportamiento global del edificio frente a las sollicitaciones del sismo pueden ser lineal o no lineal, dependiendo de las características de los materiales y la geometría de la estructura a estudiar y puede ser dinámico o estático según el modo de aplicación de las fuerzas sísmicas en la edificación. Los análisis más relevantes son:

- Análisis estático lineal
- Análisis modal
- Análisis dinámico no lineal
- Análisis dinámico incremental
- Análisis estático no lineal

Las estructuras de mampostería, caracterizadas por un comportamiento no lineal, están mejor representadas a través de un análisis estático no lineal (*Pushover*). Este método es el más representativo hacia la respuesta sísmica global dado que considera la deformación de la estructura en el campo plástico (Manzi, 2017).

4.1. Análisis estático lineal (AEL)

El método de AEL consiste en aplicar las cargas del sismo mediante el uso de fuerzas estáticas equivalentes proporcionales al primer modo de vibración de la edificación. El periodo permite calcular el cortante basal y distribuirlo a lo largo de toda la altura de la estructura. En este método se considera que el comportamiento del material es lineal, por lo tanto, no es recomendado para el análisis de las edificaciones de mampostería ya que no considera la no linealidad del material.



4.2. Análisis Modal

El análisis modal o dinámico lineal tiene por objetivo la estimación de propiedades dinámicas como las frecuencias, los modos naturales de vibración y amortiguamiento de la estructura. Este análisis puede ser teórico o experimental. El teórico se basa en técnicas analíticas o simulaciones mientras que el experimental se basa en ensayos que constan de los siguientes pasos: la excitación de la estructura, medición mediante acelerómetros, tratamiento digital, análisis de las señales y aplicación de modelos.

Como se mencionó el análisis modal consiste en la determinación de los modos de vibrar de la estructura y además permite calcular los efectos de la acción sísmica en cada uno de los modos de vibración y la combinación de todos estos. Las formas de vibrar que se consideran en el análisis son aquellas caracterizadas por una masa participativa significativa. Para la combinación de los efectos relacionados con los modos individuales, se debe utilizar una combinación cuadrática completa de los efectos relacionados con cada modo.

Esta metodología también se utiliza como método de monitorización de la vida estructural de un edificio. Cuando una estructura se daña, su rigidez disminuye y eso afecta a sus frecuencias y sus modos naturales, es decir, afecta a su manera de vibrar. Este cambio es detectable y comparable con un estado de referencia inicial de la estructura libre de daño. Además, mediante técnicas de análisis es posible detectar la localización e intensidad de los daños, y en el futuro, incluso prever el resto de la vida en servicio de la estructura.

4.3. Análisis dinámico no lineal (ADNL)

El análisis dinámico no lineal consiste en calcular la respuesta sísmica de la estructura mediante la integración de las ecuaciones del movimiento, utilización de un modelo no lineal y aplicación de un acelerograma en la base de la misma. El objetivo de este análisis es evaluar el comportamiento dinámico de la edificación en el rango no lineal que permite comparar la ductilidad requerida y la disponible.

El ADNL resulta ser el que proporciona resultados que mejor se ajustan al comportamiento real de la estructura, pero en la práctica presenta dificultades como la complejidad de los modelos numéricos que se usa y la interpretación de los resultados obtenidos.

4.4. Análisis dinámico incremental (IDA)

El análisis dinámico incremental (IDA) es un método de análisis paramétrico que busca estimar, de manera más profunda el comportamiento de las estructuras. Este análisis implica someter a

la estructura a uno o más registros de movimiento de suelo, de esta manera se puede producir una o más curvas de respuesta parametrizadas versus nivel de intensidad (Vamvatsikos & Cornell, 2002). El análisis somete a una estructura a una sucesión de análisis no lineales de respuesta en el tiempo, en el cual se incrementa la intensidad; dicho de otra manera, se amplifica continuamente la aceleración del terreno por medio de un acelerograma hasta alcanzar un estado límite predefinido (Tavárez, 2016). Se le conoce como dinámico incremental ya que la demanda se aplica como aceleraciones en la base de la estructura que se escalan hasta obtener respuestas en diversos niveles de peligro sísmico (Peralta, 2012).

4.5. Análisis estático no lineal (AENL)

El AENL o *pushover* consiste en aplicar un sistema de cargas gravitacionales a la estructura y de fuerzas horizontales distribuidas proporcionalmente a las fuerzas de inercia a lo largo de la estructura y en dirección del sismo. Las cargas laterales se aplican en cada nivel de la edificación y dará como resultado el valor de cortante basal. Estas fuerzas se escalan para que el desplazamiento horizontal de un punto de control aumente monotónicamente hasta que se alcance las condiciones últimas de la estructura (desplazamiento máximo). El resultado se presenta en un gráfico en el cual las abscisas son el desplazamiento horizontal, ya sea de un nodo de control o del promedio de todos los nodos de control; mientras que en el eje de las ordenadas está la fuerza horizontal total aplicada a la estructura (cortante basal) (Manzi, 2017).

El valor de carga horizontal se incrementa hasta que se sobrepase algún criterio fijado con anterioridad, en el cual se considera que la estructura llega a su punto de colapso (Tavárez, 2016).

La asunción básica del análisis estático no lineal es que la curva *pushover* es una envolvente de las respuestas de los análisis dinámicos. El éxito de esta asunción es dependiente de una correcta elección de la distribución de fuerzas inicial; Las dos posibles distribuciones son: distribución modal y uniforme (Penna et al., 2014).

“Una suposición del método *pushover* es que la estructura vibra predominantemente en el primer modo. Esta suposición no se cumple para estructuras de gran altura y edificios asimétricos ya que en su comportamiento general se producen contribuciones de modos mayores.” (Peralta, 2012).

4.5.1. Determinación de la curva de capacidad de la estructura de múltiples grados de libertad (MDOF)

Al aplicar cargas gravitacionales y las cargas laterales (F_i), que aumentan de manera monótona, se alcanza las condiciones del colapso. Los valores de las cargas horizontales son

proporcionales a las fuerzas de inercia y tienen como resultado el valor del cortante en la base ($F_b = \sum F_i$) que se incrementan con un enfoque “paso a paso”, verificando gradualmente la plastificación de las secciones resistentes.

Una vez definido un nodo de control de la estructura, que generalmente coincide con el centro de masa del último piso o nivel de la edificación, para cada aumento de carga se determina el valor de desplazamiento horizontal ya sea del nodo o el desplazamiento promedio de todos los nodos correspondientes a la misma elevación (d_c). Para cada punto de la curva es posible definir la plastificación en la estructura. El análisis finaliza cuando el número de plastificaciones alcanzadas es tal que hace que la estructura sea débil (Manzi, 2017; Savino, 2012). La curva F_b vs d_c (Véase la Figura 49) representa la curva de capacidad de la estructura real (múltiples grados de libertad).

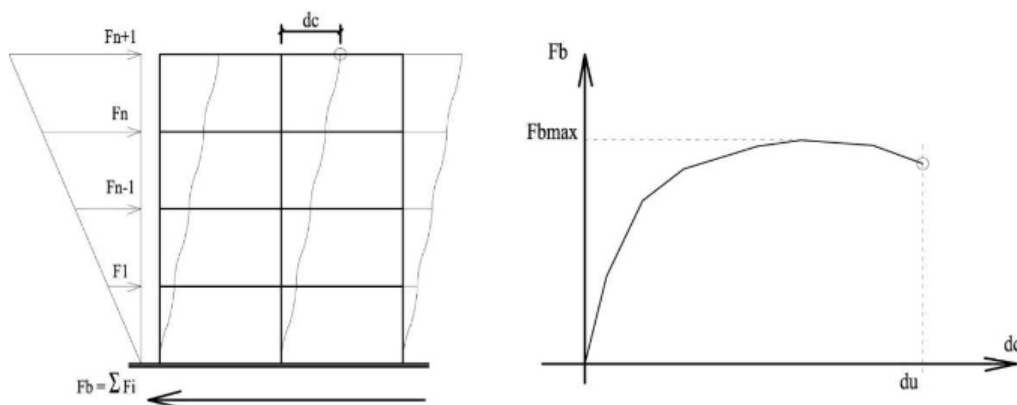


Figura 49 Determinación de la curva de capacidad de una estructura Fuente: Savino (2012).

En estructuras de mampostería es posible extender el análisis incluso después de que se haya alcanzado la deformación final del material en algún elemento. Esto corresponde a la cancelación de la capacidad del panel de pared y se considera la una redistribución del cortante basal. Por tanto, la curva de capacidad de la estructura puede presentar una rama decreciente, que se relaciona con la modificación del sistema inicial (Savino, 2012). De manera convencional para edificaciones de mampostería, el desplazamiento del nodo de control (d_u) corresponde a un valor de cortante basal igual al valor pico reducido en un 20%. Sin embargo, para efectos de este trabajo el valor será de un 25% del cortante máximo (Manzi, 2017). Como se puede ver, el vínculo entre la carga y los desplazamientos es no lineal, esto se debe a que los elementos de la estructura tienden a plastificarse, reduciendo su rigidez.

La curva de capacidad de una estructura en el espacio depende de una serie de factores como: la elección del nodo de control en la estructura y el patrón de cargas laterales a aplicar en la estructura. En diferentes nodos de control con el mismo corte, diferentes desplazamientos y

curvas de diferentes capacidades ciertamente coincidirán. Esto se debe a que dos puntos de una estructura de diferentes paredes tienen distinta rigidez, es por ello que el nodo de control de la pared más flexible devolverá mayores desplazamientos que la pared más rígida con el mismo cortante basal (Savino, 2012).

La implementación del análisis *pushover* requiere de modelos no lineales apropiados. Subsecuentemente, es crítico escoger el patrón de carga a usar ya que es imposible determinar de manera más profunda las fuerzas inerciales que el evento sísmico podría activar en la edificación. Los patrones de carga que generalmente se adoptan son: la carga uniforme (proporcional a las masas de los edificios) y la modal (recomendada por ASCE-SEI-2004 o la triangular inversa (proporcional a las masas multiplicadas por sus alturas). Los patrones de carga no siempre se ajustan a la realidad de los edificios de mampostería irregular con pisos rígidos; de hecho, estos no pueden representar o describir el comportamiento actual de este tipo de edificaciones. En efecto, para estos casos la participación de masas para el primer modo de vibración puede ser muy baja, y la influencia de los modos más altos puede ser representativa (Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018).

El análisis *pushover* requiere un nodo de control y control de desplazamientos para graficar su curva, apuntando a hacerla más representativa. En diafragmas rígidos el nodo de control y el control de desplazamientos se asumen en el centro de masa en el nivel superior de la estructura; mientras que, cuando los diafragmas son flexibles esto no corresponde a un punto físico relevante en la edificación (Lagomarsino Sergio, Camilletti Daniela & Marino, 2018). Por estas razones, para este proyecto el nodo de control se encontrará en la planta más alta de las edificaciones y el control de desplazamientos, que se grafica en la curva *pushover*, se asume como un promedio del desplazamiento ponderado de todos los nodos en el mismo piso dependiendo de sus masas tributarias.

4.5.2. Definición del sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF)

La determinación de la capacidad de desplazamiento de la estructura se debe realizar asumiendo un comportamiento elástico perfectamente plástico. Para lograrlo se transforma el sistema real (MDOF) en un oscilador elastoplástico equivalente de un solo grado de libertad (SDOF). La curva de capacidad se reemplaza con una curva bilineal equivalente respetando el principio de igual energía, Esta curva se caracteriza por una sección elástica inicial y una segunda sección horizontal perfectamente plástica (Véase la Figura 50). Esta curva es perfectamente equivalente al de la construcción inicial y permite realiza verificaciones requeridas por el análisis no lineal.

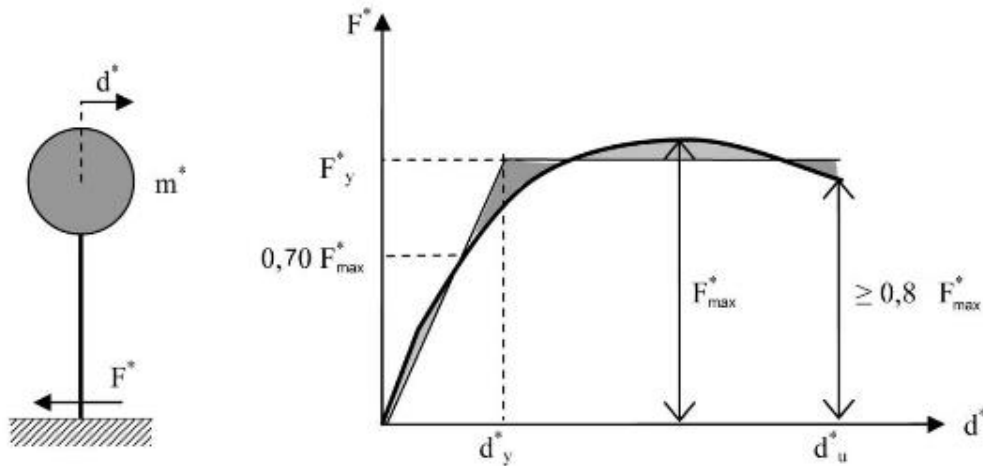


Figura 50 Sistema bilineal equivalente (SDOF) Fuente: Savino (2012).

La transformación entre los dos sistemas no es unívoca. La norma supone que la respuesta de la estructura está dominada por un solo modo de vibración y que la forma de este modo permanece constante durante la aplicación de las cargas. La equivalencia se realiza al vincular la fuerza y el desplazamiento (F^* ; d^*) del sistema equivalente con las cantidades correspondientes (F_b ; d_c) del sistema real de acuerdo con las siguientes relaciones:

$$F^* = F_b / \Gamma ; \quad d^* = d_c / \Gamma \quad (55)$$

Sustituyendo:

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i * \theta_i * \Gamma \quad (\text{masa del sistema equivalente}) \quad (56)$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n m_i * \theta_i}{\sum_{i=1}^n m_i * \theta_i^2} \quad (57)$$

(factor de participación modal correspondiente al modo de vibración considerado)

La curva de capacidad (F^* - d^*) del sistema equivalente se construye simplemente escalando cantidades de la curva de estructura para el factor de participación. Ambas curvas de los sistemas MDOF y SDOF tendrán la misma forma. En este punto, se construye la curva bilineal equivalente: la sección lineal se obtiene de la intersección entre el punto para $0,7 F^*_{max}$ y la línea recta horizontal para F^*_y (resistencia máxima del sistema real). La resistencia del sistema equivalente es proporcional a F^*_y en función del coeficiente de participación $F^*_{max} = F_{max} / \Gamma$. F^*_y se obtiene al imponer la igualdad entre las áreas subyacentes a las dos curvas.

$$F_y^* = \left[d^*_u - \sqrt{d^*_u{}^2 - 2 \frac{Area}{K^*}} \right] \cdot K^* = (\text{sistema equivalente de límite elástico}) \quad (49)$$

El desplazamiento ultimo d^*_u del sistema equivalente se obtendrá en correspondencia con una disminución de la resistencia máxima igual al 20% (ablandamiento), por lo tanto, para un valor de fuerza: $0.8 F^*_{\text{máx}}$. Esta reducción está dispuesta en normativas europeas; sin embargo, no se aplica en este trabajo, en su lugar se usará la reducción del 25%.

El oscilador elástico definido se caracteriza por las siguientes cantidades:

$$K^* = \frac{0.7 F^*_{\text{max}}}{d^*_y} \quad (\text{Rigidez elástica del sistema bilineal equivalente}) \quad (58)$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} \quad (\text{periodo elástico del sistema bilineal equivalente}) \quad (59)$$

4.5.3. Análisis *Pushover* en 3Muri

El análisis *pushover* implementado en 3Muri transforma el problema de empujar una estructura manteniendo radios constantes entre las fuerzas aplicadas, en un análisis estático incremental equivalente con control de desplazamiento en un solo grado de libertad.

Las ecuaciones de la formulación del problema de *pushover* se define como:

$$\begin{bmatrix} K_{FF} & K_{Fm} & K_{FC} \\ K_{Fm}^T & K_{mm} & K_{mC} \\ K_{FC}^T & K_{mC}^T & K_{CC} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_F \\ x_m \\ x_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \lambda f_F \\ \lambda f_m \\ r_c \end{Bmatrix} \quad (60)$$

Donde m es el grado de libertad de control y f_F es el vector coeficiente del patrón de carga aplicada. El sistema de ecuaciones se puede transformar restando la fila, multiplicado por un factor apropiado, desde las primeras filas $m-1$; la ecuación i entonces se vuelve:

$$\left(K_{i1} - \frac{f_i}{f_m} k_{m1} \right) x_1 + \dots + \left(K_{im} - \frac{f_i}{f_m} k_{mm} \right) x_m + \dots + \left(K_{in} - \frac{f_i}{f_m} k_{mn} \right) x_n = 0 \quad (61)$$

El nuevo sistema de ecuaciones queda:

$$\begin{bmatrix} \tilde{K}_{FF} & \tilde{K}_{Fm} & \tilde{K}_{FC} \\ K_{Fm}^T & K_{mm} & K_{mC} \\ K_{FC}^T & K_{mC}^T & K_{CC} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_F \\ x_m \\ x_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \lambda f_m \\ r_c \end{Bmatrix} \quad (62)$$

Este nuevo sistema de ecuaciones con la matriz de rigidez modificada es equivalente a la matriz con control de desplazamiento. En el cual el grado m de libertad (x_m) es el impuesto. Esta formulación fue reescrita introduciendo la contribución no lineal en forma incremental con el fin de ser implementado en el procedimiento no lineal.



Es importante enfatizar que, las fuerzas horizontales, proporcionales a las masas tributarias, y la forma del modo asumido se aplican a cada nodo a nivel de cada piso. La aplicación de las fuerzas nodales en el análisis *pushover* es importante para un cálculo confiable de la carga axial que actúa sobre los elementos *spandrel*. Como ejemplo si se aplica fuerzas en los nodos de las esquinas en pisos flexibles se obtiene una carga axial incorrecta (Lagomarsino et al., 2013).



5. DEFINICIÓN, CARACTERIZACIÓN Y MODELIZACIÓN DE LAS EDIFICACIONES PROTOTIPO

5.1. Breve reseña de la mampostería de ladrillo en Cuenca

El ladrillo como material de construcción es introducido en la ciudad de Cuenca en la época colonial. Las primeras referencias de su aparición datan del año 1567, el cual era fabricado en hornos de órdenes religiosas. En 1778 se describía al ladrillo como el material predominante de esa época junto con materiales importados y las paredes gruesas de adobe eran sustituidas por mampostería de ladrillo. Para el año 1885 se empleó el ladrillo en la construcción de las paredes de la catedral de Cuenca y aunque este material ya se fabricaba tres siglos atrás, su volumen en obra era el más grande de la ciudad. Para aquel entonces, los principales materiales para esta obra fueron el ladrillo de arcilla cocida junto con el mortero de cal y arena. A inicios del siglo XX el ladrillo se consagró como el material predilecto en la construcción, ya no era usado únicamente en obras residenciales, sino que también se llegó a usar para el sistema de alcantarillado.

En la década de 1940 con la aparición de la arquitectura neocolonial se empleaba el ladrillo y la cal como materiales dominantes. Ya en la década de 1950 con la presencia de los primeros ingenieros civiles y arquitectos de la ciudad se menciona la utilización de materiales de construcción y de acabado en los que aparece el hormigón armado, siendo el de mayor preferencia los profesionales de la época además de piedras naturales, ladrillo, mármol, etc. Aquellos ingenieros son los que iniciarían con la construcción de elementos de hormigón armado como cadenas de paredes (vigas de atado), aunque su uso no fue generalizado en esta época debido a los altos costos del cemento y del hierro. El empleo de estos materiales se dio en edificaciones públicas por sus dimensiones, luces a salvar y presupuestos altos. Hasta 1950, el espesor de las paredes oscilaba entre 20 y 40 cm. Para 1960 el ladrillo se usó de manera muy frecuente en las edificaciones. A partir de este periodo, el uso del ladrillo unido con mortero de cal y arena se generaliza, siendo el material predominante en las edificaciones del CHC, lo que conlleva a la disminución del espesor de las paredes (20 y 30cm). Finalmente, en la década de 1970 el empleo del ladrillo se mantenía, aunque para esta época se combinaba con materiales como el hormigón armado, reemplazando casi en su totalidad a las construcciones con materiales tradicionales del centro histórico (adobe y bahareque) (Caldas & Sígcha, 2017).

Entre 1970 y 1980, el uso del ladrillo se intensifica en conjunto con cadenas horizontales dando lugar a la tipología de mampostería de ladrillo con viga de atado. Se usan losas de hormigón como sistemas de piso y para el final de esta década se empieza a utilizar también las cadenas verticales de hormigón armado cambiando la tipología constructiva mampostería confinada. El

espesor de paredes se mantiene en 20cm; sin embargo, también surgen paredes de 15cm. A partir de 1980 hasta los años 2000, se usa el ladrillo únicamente como material de pared y se extiende el uso de las construcciones de mampostería confinada con un espesor de pared común de 15cm (Jiménez et al., 2018).

5.2. Clasificación de las Tipologías de Edificación con Mampostería en Cuenca

En el artículo “Vulnerabilidad sísmica del patrimonio edificado del Centro Histórico de la ciudad de Cuenca: lineamientos generales y avances del proyecto” (Jiménez et al., 2018) se realiza la caracterización de las tipologías predominantes en el Centro Histórico de Cuenca, para ello se analiza 3 sectores de la ciudad: El Sagrario, Gil Ramírez Dávalos y San Blas con información de la base de datos del área de catastros del municipio de la ciudad de Cuenca y se establece 4 tipologías generales de edificación: mampostería no reforzada de adobe (MNR-A), mampostería no reforzada de ladrillo (MNR-L), mampostería no reforzada de ladrillo con viga de atado (MNRL-VA) y mampostería de ladrillo confinada (ML-C), además se establece la participación porcentual de estas tipologías en el CHC, como se aprecia en la Figura 51.

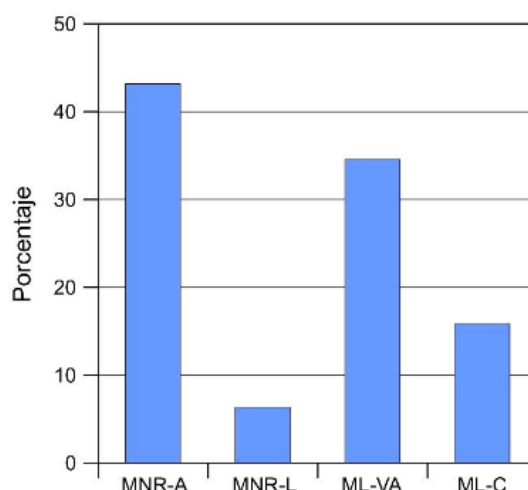


Figura 51 Porcentaje de las diferentes tipologías de construcción presentes en el CHC. Fuente: Jiménez et al., 2018.

Jiménez et al., (2018) en su trabajo muestran además información actualizada de la evolución constructiva en el CHC desde antes de 1875 hasta 2017 como se puede apreciar en la Figura 52.

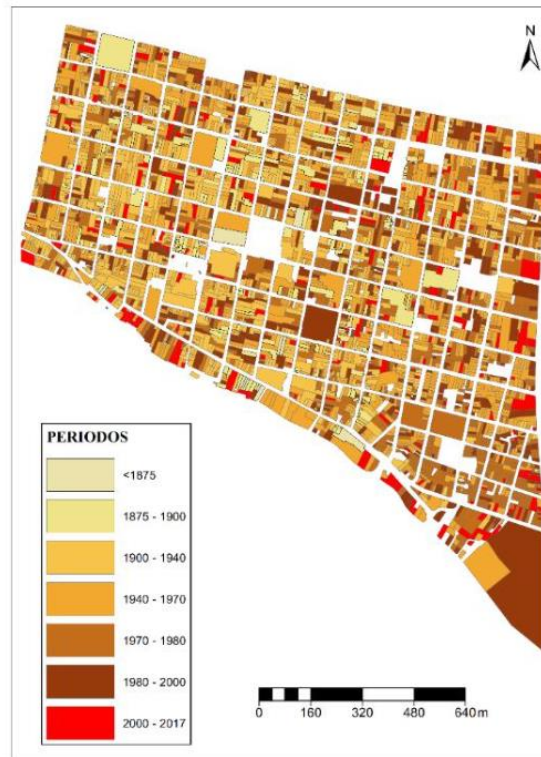


Figura 52 Mapa de evolución de tecnologías constructivas y de materiales en el CHC. Fuente: Jiménez et al., 2018.

5.3. Definición y caracterización de las edificaciones prototipo

En la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de mampostería es importante definir los parámetros más relevantes en la respuesta de la edificación ante la acción de un sismo y la identificación del grado de influencia que tiene cada uno de ellos en dicha valoración de vulnerabilidad sísmica (Rondón et al., 2007) propone 11 parámetros que tienen mayor influencia en la valoración de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de mampostería, entre los que se encuentran: el sistema estructural, la calidad del sistema resistente, la resistencia estructural, la posición de la cimentación, el suelo y la pendiente del terreno, diafragma horizontal, configuración en planta, entre otros. En base a los puntos antes mencionados, en el presente trabajo se centra en el estudio paramétrico de: 1) la tipología de construcción (sistema estructural), 2) mampostería de ladrillo artesanal e industrial (calidad del sistema resistente), 3) espesor de paredes (resistencia estructural), 4) área de construcción de las edificaciones (configuración en planta) y 5) rigidez del sistema de piso (diafragmas horizontales). Además, el tipo de varilla de refuerzo usado en las vigas de atado también formará parte de las variables a tomar en cuenta en el análisis paramétrico.

Para el primer punto, se opta por tres tipologías constructivas presentes en el CHC: mampostería no reforzada (MNR), mampostería no reforzada con vigas de atado (MNRL-VA) y mampostería



confinada. Respecto al segundo ítem, en la época en la cual se presentan estas tipologías existen dos tipos de ladrillo: artesanal e industrial. Los espesores de paredes de las edificaciones serán de: 15, 20 y 30cm. Cabe resaltar que, con la industrialización, el proceso de fabricación de los materiales de construcción y el avance de las metodologías de construcción el espesor de las paredes tiende a disminuir. Debido a esto, las edificaciones con la mampostería de ladrillo industrial tendrán espesores de paredes únicamente de 15 y 20cm; mientras que en mampostería de ladrillo artesanal se usarán todos los espesores definidos. Para la variable de configuración en planta, las edificaciones estarán organizadas según su área de construcción teniendo edificaciones de área pequeña, media y grande.

Dentro del marco de estudio de capacidad sísmica de las edificaciones en el CHC construidas con MNRL-VA se encuentra la caracterización de las estructuras con esta tipología de construcción, de tal manera que sean representativas del universo de inmuebles presentes en el área de estudio. Este tipo de edificaciones se caracteriza por poseer vigas de hormigón armado a lo largo de las paredes en cada uno de los entresijos, y cuya función como se ha mencionado en los capítulos anteriores es amarrar las paredes y conectar los sistemas de pisos con las paredes.

Los planos arquitectónicos de las diferentes edificaciones fueron proporcionados por la Red Sísmica del Austro, con los cuales se obtienen las características geométricas, la distribución de paredes y vigas de hormigón armado y de la localización de aberturas (puertas y ventanas) de suma importancia para el estudio.

Respecto a las vigas de atado, el peralte de las vigas de hormigón armado varía de 15 a 20 cm siendo esta última la que mayor predominancia presenta en las edificaciones, estas medidas se corroboraron con una salida de campo al CHC en la cual se realizaron mediciones del peralte de las vigas en viviendas de esta tipología. Adicionalmente se establecieron los siguientes diámetros para las varillas de refuerzo: para el refuerzo longitudinal se usa varillas de acero lisa de diámetro de 10 mm y para el refuerzo transversal se usaron estribos cerrados de acero liso de 6 mm con una separación de 20cm en toda la longitud de la viga.

El sistema de entresijo usado para la evaluación de las estructuras es el sistema de piso con envigado de madera de eucalipto (*eucalyptus globulus*) y entablado simple, que representa el material y sistema de piso predominantes de la época (Caldas & Sígcha, 2017). El sistema de piso consiste en vigas de madera de secciones 12 x 14, 14 x 16 y 18 x 20 apoyadas sobre las paredes con una separación de 60 cm hasta 80 cm, sobre estos se colocan tiras de madera transversales y finalmente el entablado (Jiménez, 2002). La orientación de las vigas de madera es en dirección al vano más corto. La disposición y separación de las vigas y características

mecánicas de vigas y entablado es de gran importancia para el cálculo de la rigidez del piso que a su vez tiene fuerte influencia en el comportamiento sísmico de la estructura.

En la Figura 53 se puede apreciar en detalle esta tipología de piso.

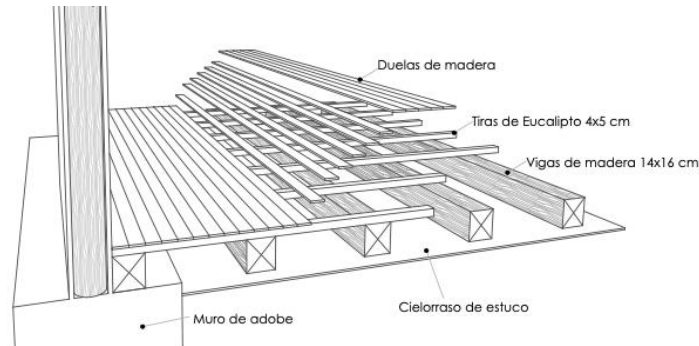


Figura 53 Esquema de sistema de entepiso de vigas de madera y entablado Fuente: Caldas & Sígcha (2017).

El sistema de cubierta más usado en la época en que aparece esta tipología constructiva corresponde al sistema de soleras, el cual consiste en un sistema de vigas(soleras) de eucalipto que se empotran en la parte superior de las paredes y sobre las cuales se ubican vigas en la dirección más corta del vano para soportar a toda la estructura de cubierta (Peñaloza & Barrera, 2018). Sobre la estructura se asienta un “enchacletado” de carrizo con amarre de cabuya y sobre este una capa de barro. Finalmente, sobre estas se coloca el sistema de teja tradicional de elaboración artesanal de arcilla. (Caldas & Sígcha, 2017)

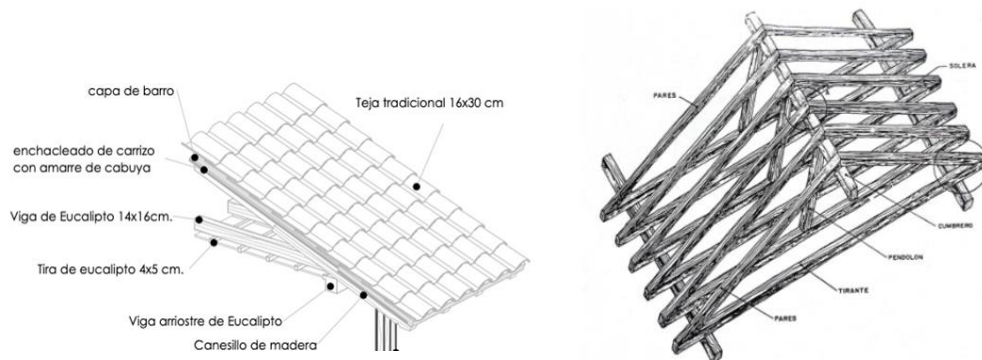


Figura 54 Esquema del sistema de cubierta. Fuente: Caldas & Sígcha (2017).

5.4. Propiedades físicas y mecánicas de los materiales

Las propiedades tanto físicas como mecánicas de cada uno de los materiales que conforman los elementos de la estructura son importantes para el análisis de los modos de falla; los principales materiales del sistema constructivo de MNRL-VA son: ladrillo y mortero para las paredes y terrazas, hormigón y varillas de acero para las vigas de hormigón armado; y madera y vidrio para

los sistemas de entrepiso y cubiertas. A continuación, se establece los valores que se adoptan en los modelos.

5.4.1. Paredes de mampostería

Las propiedades mecánicas de las paredes de mampostería de ladrillo son: módulo de elasticidad (E_m), Módulo de Corte (G_m), resistencias a la compresión (f'_m), resistencia al corte (f'_v), valor característico de la resistencia a compresión (f_k), cohesión del mortero (c), y peso específico (γ). Debido a que no existen datos experimentales de las propiedades de los materiales presentes en área de estudio, se opta por tomar valores referenciales que se recomiendan en artículos y códigos.

Módulo de Elasticidad E_m

La estimación del módulo de elasticidad se lo realiza a través de un enfoque empírico que relaciona el módulo de la elasticidad con la resistencia a compresión de la mampostería. Distintas normativas y literatura presentan sus respectivas formulaciones para el cálculo del módulo de elasticidad que varían entre 400 a 600 veces la resistencia a compresión de la mampostería. A continuación, se presenta una tabla con los valores de módulo de elasticidad de diferentes autores.

Módulo de Elasticidad	Normativa / Bibliografía
$E_m = 750 * f'_m \leq 20000 \text{ Mpa}$	NEC-SE-MP Ecuador
$E_m = 700 * f'_m$	ACI 530-11
$E_m = 500 * f'_m$	Norma Técnica E.070 Albañilería 2006 Perú
$E_m = 750 * f'_m \leq 20000 \text{ Mpa}$	NSR-10. Título D Colombia
$E_m = 600 * f'_m$ (carga de corta duración)	NMX-C-464-ONNCCE-2010 México
$E_m = 350 * f'_m$ (carga sostenida)	
$E_m = 1000 * f'_m$ (carga de corta duración)	NCh1928 2003 Chile
$E_m = 700 * f'_m$ (cargas sostenidas)	
$E_m = 500 * f'_m$	(San Bartolomé, 1990)
$E_m = 750 * f'_m$	(Paulay y Priestley 1992)

Tabla 1 Módulos de elasticidad de mampostería de diferentes autores y normativas



En base a la información obtenida se establece el valor de módulo de elasticidad de $500 \cdot f'_m$ como un valor medio de las relaciones empíricas propuestas.

Módulo de Corte (G_m)

El módulo de corte de la mampostería propuesto por algunas normativas es de $0.4 E_m$ (American Concrete Institute et al., 2013; NEC-SE-MP-Mampostería-Estructural, 2015; Norma Técnica E-070 Albañilería, 2006), mientras que de $0.3 E_m$ en Chile (NCh 1928, 2009). Para el estudio de las edificaciones de MNRL-VA se usa $0.4 E_m$.

Resistencia a compresión de la mampostería f'_m

La resistencia a compresión de la mampostería está en función de la resistencia de las unidades de ladrillo de mampostería, del mortero y factores de construcción. En base a una revisión y comparación bibliográfica se ha establecido la resistencia a compresión de mampostería con ladrillos artesanales macizos y ladrillos industriales huecos de **2.5 y 6MPa**. respectivamente (Andrade & Fernández, 1973; Angumba, 2016; Arias & Espinoza, 1990; Bravo & Flores, 2015; Cardenas & Cabrera, 1990; Neira & Ojeda, 1992; Zalamea, 2012) .

Peso específico γ

El peso específico depende del tipo de material a usar, para ladrillo artesanal se establece un valor de **1468 kg/m³**, mientras que para ladrillo industrial el valor es de **1850 kg/m³** (Andrade & Fernández, 1973; Angumba, 2016; Arias & Espinoza, 1990; Bravo & Flores, 2015; Cardenas & Cabrera, 1990; Neira & Ojeda, 1992; Zalamea, 2012).

Resistencia a corte f'_v

La resistencia al corte para las paredes de mampostería se establece como 6 kg/cm², valor común para mampostería de ladrillo macizo y mortero de cal (Savino, 2012). De igual manera, el valor de f'_v para ladrillo industrial a usar es de 6.7 kg/cm².

A continuación, se presenta una tabla con el resumen de las propiedades mecánicas mencionadas de la mampostería, además de propiedades adicionales de interés.



<i>Propiedad</i>	<i>Unidades</i>	<i>Ladrillo artesanal macizo</i>	<i>Ladrillo industrial hueco</i>
Módulo de Elasticidad [E_m]	MPa	1250	3000
Módulo de corte [G_m]	MPa	500	1200
Resistencia a compresión [f'_m]	MPa	2.5	6
Resistencia a corte [f'_v]	kg/cm ²	6	6.7
Peso específico [γ]	kg/m ³	1468	1850
Coeficiente de fricción de la junta de mortero [μ]		0.7	0.7
Cohesión de la junta de mortero [c]	kg/cm ²	2.2	5.1
Resistencia a tensión de la unidad [f_{bt}]	kg/cm ²	18	9

Tabla 2 Propiedades mecánicas de la mampostería con ladrillo artesanal e industrial

5.4.2. Viga de atado

Hormigón

Las propiedades del hormigón que se usa para el modelo de vigas de atado de hormigón armado se toma en base a la normativa ACI Committee 318 & American Concrete Institute (2019); NEC-SE-HM (2015) y recomendaciones de Zeevaert (2001) para elementos de confinamiento en edificaciones de mampostería para vivienda. A continuación, se presenta la tabla con un resumen de las propiedades mecánicas del hormigón.

Propiedad	Unidades	Valor
Resistencia a la compresión [f'_c]	MPa	15
Módulo de elasticidad [E]	MPa	18142.3
Módulo de corte [G]	MPa	7559.3
Peso específico [w]	kg/m ³	2300

Tabla 3 Propiedades mecánicas del hormigón de la viga de atado



Acero de refuerzo

El acero para refuerzo longitudinal y transversal de la viga de atado como se mencionó es de tipo varilla lisa, aunque para efectos de comparación también se usa varilla corrugada. Las propiedades mecánicas del material se establecen en base a las normativas ACI Committee 318 & American Concrete Institute (2019); NEC-SE-HM (2015); NTE INEN 1510.

Propiedad	Unidades	Valor
Resistencia a fluencia [f'_y]	MPa	420
Resistencia de tracción [f_u o f_y]	MPa	450
Módulo de elasticidad [E]	MPa	200000
Peso específico [w]	Kg/m ³	8004.81
Módulo de corte	MPa	81000

Tabla 4 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo de la viga de atado

5.4.3. Entrepisos de madera

Módulo de corte

Para conocer el desempeño del sistema de piso de envigado de madera y entablado se han realizado ensayos experimentales que permiten conocer su comportamiento y establecer propiedades como rigidez y módulo de corte que oscilan en valor de 5 a 20 MPa (Baldessari et al., 2008; Brignola et al., 2009; Fabian, 2017). Para este trabajo se establece el módulo de corte (G) de 10 MPa de acuerdo al sistema de piso empleado por 3Muri y basado en estudios experimentales del comportamiento de este tipo de piso como se muestra en (Brignola et al., 2009), y que adicionalmente lo compara con valores de normativas como NZSEE Guidelines (Nueva Zelanda) y FEMA 356. Finalmente, se trabaja con un módulo de corte de 7.5 y 12.5 MPa para efectos de comparación.

Módulo de elasticidad del envigado

El módulo de elasticidad del envigado, para el caso de estudio es el de la viga de eucalipto, material usado con mucha frecuencia y cuyo valor promedio es de 1740094 N/cm², según ensayos experimentales realizados (Simbaña & Escobar, 2009). 3Muri recalcula el módulo de elasticidad equivalente para todo el diafragma en función de factores como la separación del envigado (60cm) y de altura y ancho de las vigas (14cm x16cm). El valor del módulo de



elasticidad en la dirección principal del sistema de piso calculado es de 16240.87 MPa, mientras que en la dirección perpendicular es nulo.

Peso Específico

La presencia de las vigas de madera y entablado requiere que se calcule un peso específico equivalente, de modo que el valor establecido es de 600 kg/m³ con un espesor equivalente de 10cm (Peñaloza & Barrera, 2018).

5.4.4. Otros sistemas de entrepiso y cubierta.

Módulo de corte

Debido a que no existe información que permita determinar el módulo de corte para sistemas de piso como terrazas de ladrillo y cubiertas de madera o vidrio presentes en la edificación, se usa factores de reducción referidas al módulo de corte del sistema de piso de madera. A continuación, se presenta los factores para las diferentes tipologías.

Sistema de entrepiso o cubierta	Factor de reducción de rigidez de corte
Cubierta	3/4
Vacío	1/3
Terraza	4/5
Cubierta de vidrio	1/3
Escaleras	1/3

Tabla 5 Factores de reducción de módulo de corte de los sistemas de piso

Además, para vacíos y escaleras el factor de reducción para la rigidez a corte es de 1/2

Para efectos comparativos, únicamente se tomaron en cuenta los factores de influencia en la reducción de rigidez de corte de los diferentes vanos del edificio de área media presentados en la Tabla 5. Para los sistemas de piso de las edificaciones de área pequeña y grande se toma un modelo cargado por defecto en el programa con características geométricas y mecánicas propias de los pisos del CHC, y se toma un único factor de reducción de rigidez de corte del piso usado cuando los vanos representen cubiertas de vidrio o escaleras igual a 1/2

5.5. Cargas de Piso

La carga para el sistema de envigado de madera y entablado se define en base al peso específico equivalente de 600 kg/m^3 con un espesor equivalente de 10cm, dando un peso muerto calculado de 60 kg/m^2 (Peñaloza & Barrera, 2018). El peso muerto para la cubierta de madera y teja se ha determinado en base a los aportes de carga de cada uno de los elementos que componen este sistema de techo dando un peso total de 130 kg/m^2 . Para el sistema de cubierta de vidrio se suman los pesos debido a las vigas de madera y plancha de vidrio dando un total de 32 kg/m^2 , y para las terrazas se ha establecido una carga muerta de 74 kg/m^2 (Peñaloza & Barrera, 2018). Finalmente, para la carga viva se toma un 30% aproximadamente de la carga viva propuesta en la normativa ecuatoriana, de modo que el valor de carga viva es de 60 kg/m^2 (NEC-SE-MP-Mampostería-Estructural, 2015). A continuación, se presenta una tabla con el resumen de carga muerta para las diferentes tipologías.

Tipología	Carga [kg/m^2]
Entrepiso de madera y entablado	60
Cubierta de madera y teja	130
Terraza de ladrillo	74
Cubierta de vidrio	32
Carga viva	60

Tabla 6 Cargas: muerta y viva según el sistema de piso

5.6. Edificaciones de mampostería no reforzada y confinada

En el presente trabajo además de estudiar el comportamiento de las edificaciones de MNRL-VA, se modelará edificaciones de MNR y mampostería confinada a fin de comparar las variaciones de resistencia que presenta cada tipología.

Respecto a las edificaciones de mampostería no reforzada los espesores de paredes serán de 15, 20 y 30cm. El sistema de entrepiso es el de envigado de madera que representa un sistema de piso flexible. Las propiedades mecánicas de los ladrillos se mantienen. La mampostería está conformada por dos tipos de ladrillos: el artesanal y el industrial.

La edificación de mampostería confinada a su vez tiene espesor 15cm que corresponde al ancho de los ladrillos industriales, los cuales fueron usados con mayor frecuencia con este tipo de tipología constructiva. Además, las edificaciones de esta tipología se caracterizan por poseer

cadenas horizontales y verticales. Las dimensiones para las cadenas verticales son de 15x15 cm y 15x20cm para las cadenas horizontales, dimensiones que cumplen con el área mínima de sección propuesta por NSR-10 (2010) de 200 cm². El acero mínimo propuesto por la normativa colombiana es de $A_{s\text{ long min}} \geq 0.0075 A_{b\text{ hormigón}}$, por lo que se escoge 4 varillas de 10 mm de diámetro para vigas y columnas con lo cumplen este requerimiento. De igual manera, para el acero de refuerzo transversal se usa varillas de 6mm de diámetro espaciadas cada 20 cm en las vigas, y para columnas (cadenas verticales) se usa varillas de 10 mm de diámetro separadas 10 cm en zona de confinamiento y 15 cm en la zona media. El hormigón que se usa es de $f'c = 150$ kg/cm² que recomienda Zeevaert (2001) como valor mínimo. El sistema de entrepiso para esta tipología adoptado es de losa *steel deck*, sistema muy usado en la actualidad, este sistema consta de vigas IPE 160 espaciadas cada metro y con una chapa de compresión promedio de 7cm de hormigón, con lo cual la carga muerta que se calcula igual a 188 kg/m². El sistema de diafragma usado para la cubierta es el mismo que se usa en las demás tipologías.

5.7. Implementación de los modelos en 3Muri.

3Muri es un programa que fue desarrollado como parte del proyecto S.T.A. DATA en el año 2001 en la Universidad de Génova y sirve para el análisis sísmico de edificaciones construidas con materiales de mampostería o mixtas. El esquema de modelización que implementa, para cada pared, se basa en el de pórtico equivalente conformado por macroelementos tipo viga.

Actualmente, existen dos versiones de 3Muri: la comercial y la de investigación. La primera de ellas presenta interfaz gráfica muy amigable y fácil de usar. A demás, genera los modelos de pórticos equivalentes y distribución de masas de forma automática, y permite realizar cambios en los gráficos de los modelos que presentan en sus diferentes pantallas. Así también, presenta bibliotecas que contienen diferentes características mecánicas de algunos materiales de mampostería, hormigón armado, madera y acero que se encuentran expuestos en diferentes normativas, especialmente europeas. Como se aprecia en la Figura 55 es posible adicionar nuevos materiales a dichas bibliotecas. Al ingresar las propiedades de los materiales existe la opción de tener al material agrietado, es decir, que ya haya pasado por algún grado de daño, ya sea por el paso de tiempo o por sufrir daños provocados por fuerzas externas como un sismo.

Por el contrario, la versión de investigación no presenta interfaz gráfica para generar las estructuras, por lo que se demanda un mayor esfuerzo para crear el fichero de ingreso de los datos; aunque, permite mayor control sobre los análisis sísmicos que se pueden realizar sobre estructuras. Para este trabajo se trabaja en la versión comercial de 3Muri.

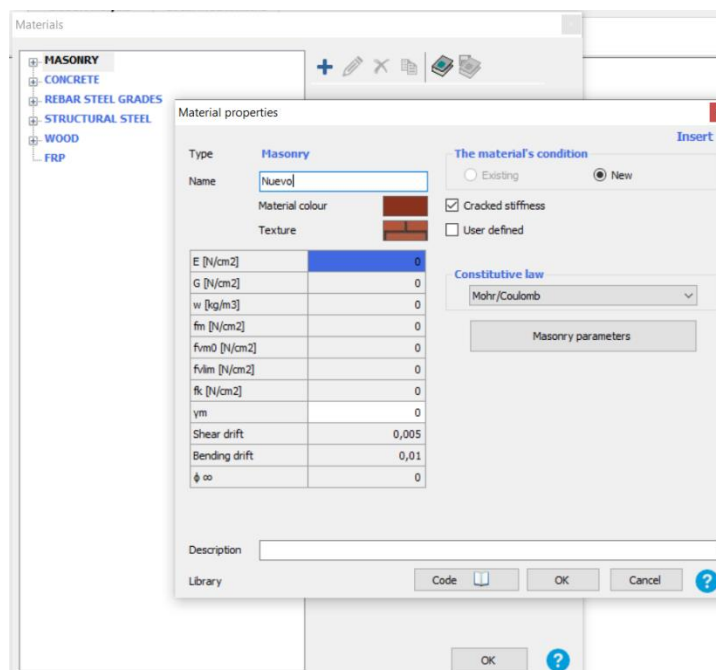


Figura 55. Ventana de materiales en 3Muri

Los pasos preliminares antes de realizar el análisis *pushover* son los siguientes:

1. Parámetros del modelo.
2. Modelos DXF y alineamientos
3. Materiales
4. Paredes, vigas de atado y aberturas
5. Pisos y distribución de masas
6. Modelos de pórtico equivalente

5.7.1. Parámetros del modelo

Los parámetros iniciales hacen referencia, principalmente, a los límites de derivas máximas a los que los materiales estarán sujetos y las condiciones límites mediante las cuales el análisis *pushover* se desarrollará. Los materiales están clasificados en dos grupos: existentes y nuevos. Para todas las edificaciones estudiadas se usan materiales nuevos. Para el presente trabajo se opta por los parámetros que se muestran en la Tabla 7 y la Figura 56. Los valores ahí obtenidos se basaron en la tesis de Barrera J. & Peñaloza G. (2018).

Descripción	Valor
Deriva a corte	0.0045
Deriva a flexión	0.01
Condición límite de Colapso	Decaimiento
Valor de decaimiento	$0.75 \cdot V_u$

Tabla 7 Parámetros para los modelos de mampostería

Cabe resaltar que el programa posee una librería de normativas europeas (NT08, NT18, SIA, DM96, entre otros) que también pueden ser escogidas y que contienen con sus propios valores a los parámetros mencionados en la Tabla 7.

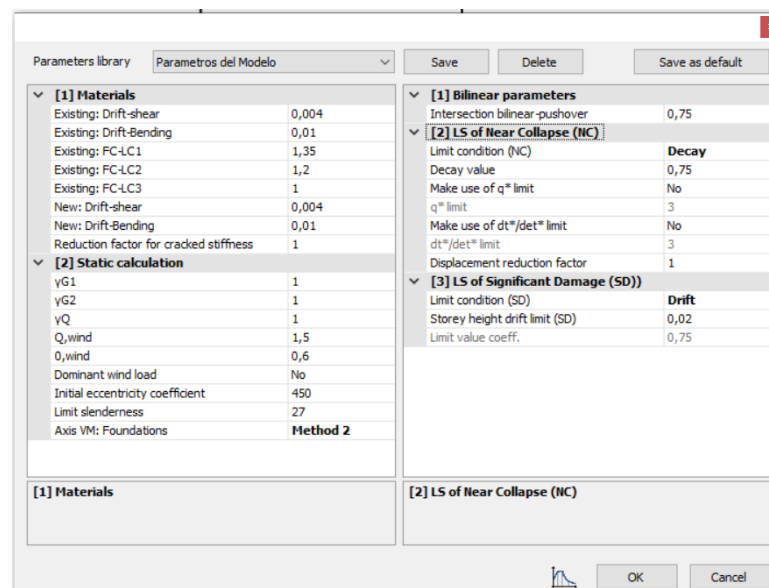


Figura 56 Ventana con parámetros del modelo en 3Muri.

5.7.2. Modelos DXF y alineamientos

La RSA (Red Sísmica del Austro) brindó los archivos DWG de las edificaciones a modelar en este trabajo. Estos archivos fueron convertidos a formato DXF para su importación a 3Muri. Los planos DXF sirven de base para dibujar los ejes de las paredes de mampostería. Las alineaciones se generan dibujando líneas sobre los ejes de los planos DXF. En las figuras 69, 70 y 71 aprecian los planos DXF que se usaron para dibujar las alineaciones. Debe recalcar que está permitido colocar solamente un alineamiento por cada dirección.

Definidos los alineamientos se modelan las paredes. Antes de generar el modelo de las paredes se debería definir las propiedades de los materiales que las componen, es decir, las propiedades mecánicas de la mampostería, el hormigón, el acero estructural y de refuerzo y de la madera.

5.7.3. Materiales

En este caso, se define las propiedades de la mampostería para las paredes y del hormigón y acero de refuerzo para las vigas de atado. La Tabla 2 contiene las propiedades de los materiales usados para los modelos de las diferentes edificaciones. En la Figura 57 se puede apreciar la ventana de materiales con los establecidos para este trabajo.

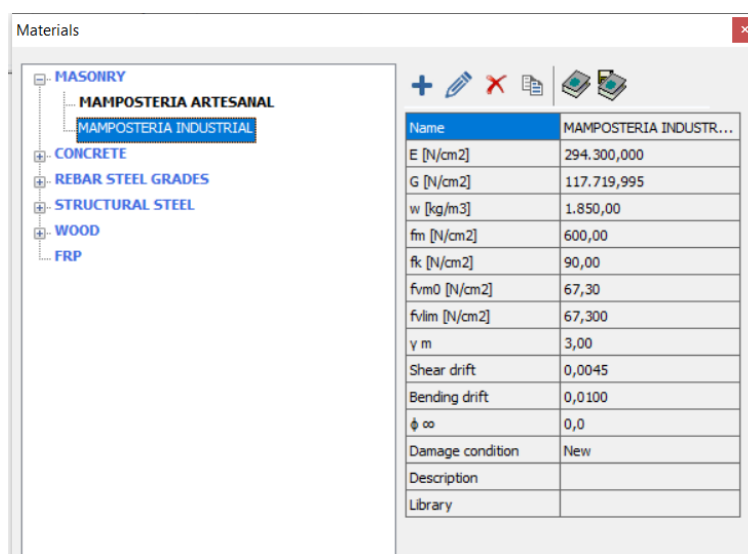


Figura 57. Ventana con los materiales a usar en el trabajo en 3Muri

5.7.4. Paredes y Aberturas

En 3Muri las aberturas de las paredes, como puertas y ventanas, se generan como se muestra en la Figura 58. Es conveniente colocar dichas aberturas en el modelo DXF a modo de guía.

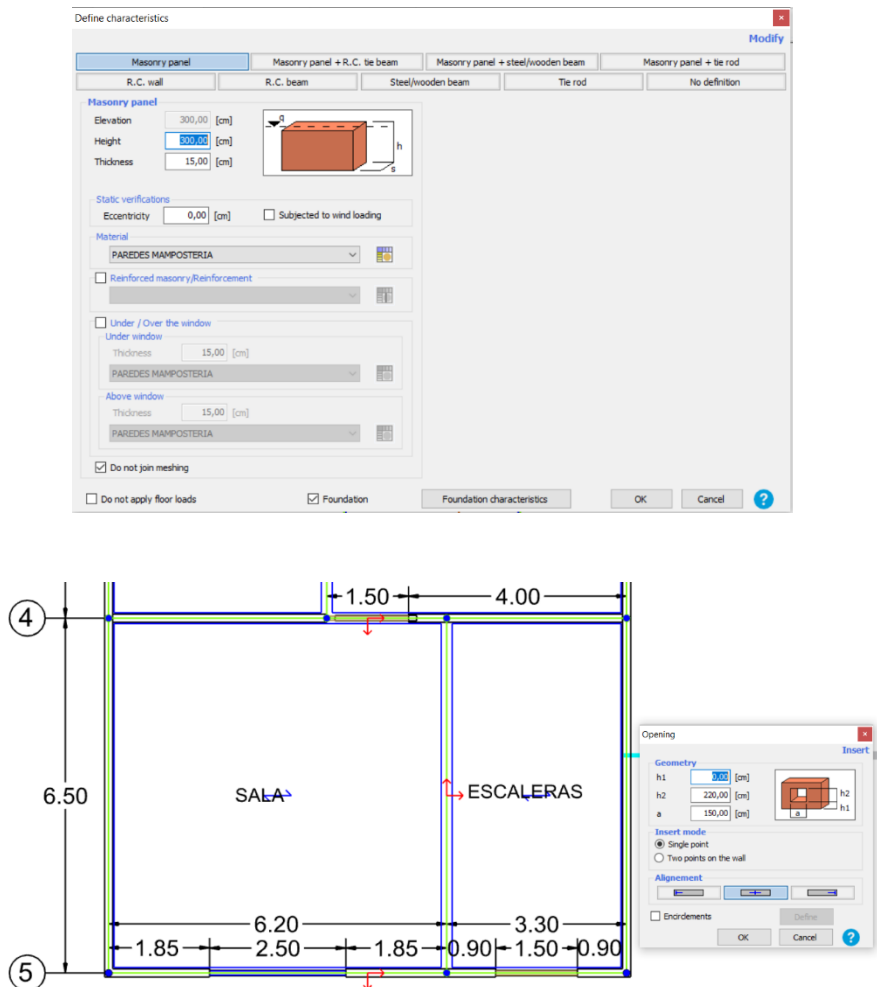


Figura 58. Ventana con el tipo de pared a usar en el modelo y dimensiones de aberturas de las paredes

En este paso se puede colocar, si existen, los refuerzos en aberturas. De hecho, 3Muri permite colocar este refuerzo en el perímetro completo de las aberturas. Están dos opciones de refuerzo: la primera es de hormigón armado, y la segunda opción es de acero.

En los modelos algunas aberturas de las paredes (puertas y ventanas) se encuentran contiguos o muy cerca del encuentro de dos paredes perpendiculares, es aquí donde se generan macroelementos, generalmente pilares, con un ancho muy pequeño. Como se puede apreciar en la Figura 59, los pilares remarcados son un claro ejemplo de lo dicho anteriormente. Estos elementos presentan resistencia muy baja en comparación a los demás macroelementos dentro de la misma pared, es decir, se presentan como elementos débiles que fallan rápidamente ante la acción de cargas laterales. Gracias a estos elementos la aproximación a resistencia real de la edificación pudiera no ser la verdadera. Por lo general este tipo de elementos se presenta en las paredes intermedias, por lo que, el análisis sísmico en el sentido X no se verá afectado.



Las vigas de atado son modeladas como se indica en la sección 5.4.2. La ventana de ingreso de las paredes con vigas de atado se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Los valores de las características geométricas, la cuantía de refuerzo longitudinal y transversal y la separación de los mismos fueron el resultado de revisión bibliográfica y visita in-situ de algunas viviendas que presentaban esta tipología en el CHC, como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Figura 60 Ventana con el tipo de paredes implementado en 3Muri, en este caso pared de mampostería con viga de atado. Datos de ingreso de todas las propiedades de los elementos que componen esta tipología



Figura 61 Fotografía de edificaciones de mampostería con viga de atado en edificaciones de CHC obtenidas en la salida de campo.

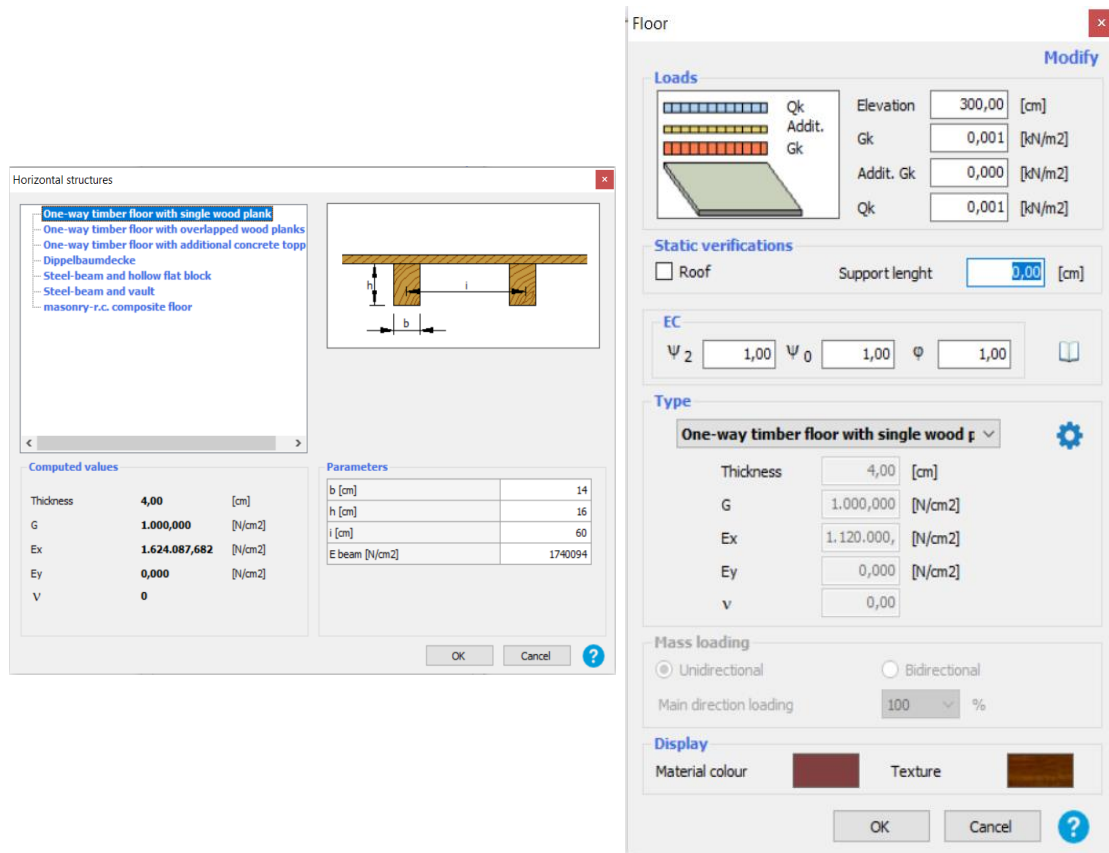
Las características arrojadas por la visita in-situ sobre el acero de refuerzo se detallan a continuación. Hay cuatro varillas de acero liso longitudinales, colocados en cada una de las esquinas de la viga de atado. Los aceros de refuerzo transversal son de diámetro de 6mm con una separación de 20cm en toda la longitud de la viga. En algunos casos, como se observa en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** había desaparecido el recubrimiento de los aceros que incluso estaban rotos. Para los modelos se opta por un recubrimiento de aceros en la viga de atado igual a 3cm.

Para el modelo de mampostería confinada los elementos de hormigón armado se rigen a la Norma NSR D.10. Dicha normativa dicta los parámetros mínimos (sección transversal, cuantía de acero de refuerzo mínimo para flexión y corte, entre otros) para los elementos de hormigón armado presentes en edificaciones de esta tipología. En la sección 5.6

5.7.6. Pisos y distribución de cargas

Culminados los pasos anteriores, se procede a modelar el sistema de piso para cada edificación. La distribución de los vanos se rige a paredes dibujadas anteriormente. En la versión comercial de 3Muri al menos tres bordes del piso deben estar asentados sobre paredes (nodos); caso contrario, al ser una membrana ortotrópica, el modelo no encuentra convergencia. Por defecto, el programa tiene cargado los tipos de pisos más frecuentes en edificaciones de mampostería como lo son: piso envigado de madera en una dirección, piso de doble envigado de madera en una dirección, piso envigado de madera con una capa de hormigón, entre otras. En este trabajo se opta por la primera opción, que es la que representa el sistema de piso presente en las

edificaciones en el CHC, que, además, se pudo corroborar con la salida al campo. En la Figura 62 se muestra la pantalla de ingreso para el tipo de piso



Horizontal structures

One-way timber floor with single wood plank
 One-way timber floor with overlapped wood planks
 One-way timber floor with additional concrete top
 Doppelbaumdecke
 Steel-beam and hollow flat block
 Steel-beam and vault
 masonry-r.c. composite floor

Computed values

Thickness	4,00	[cm]
G	1.000,000	[N/cm ²]
Ex	1.624.087,682	[N/cm ²]
Ey	0,000	[N/cm ²]
V	0	

Parameters

b [cm]	14
h [cm]	16
i [cm]	60
E beam [N/cm ²]	1740094

Floor

Loads

Elevation: 300,00 [cm]
 Gk: 0,001 [kN/m²]
 Addit. Gk: 0,000 [kN/m²]
 Qk: 0,001 [kN/m²]

Static verifications

☐ Roof Support lenght: 0,00 [cm]

EC

Ψ_2 : 1,00 Ψ_0 : 1,00 Ψ : 1,00

Type

One-way timber floor with single wood plank

Thickness: 4,00 [cm]
 G: 1.000,000 [N/cm²]
 Ex: 1.120.000, [N/cm²]
 Ey: 0,000 [N/cm²]
 v: 0,00

Mass loading

☒ Unidirectional ☐ Bidirectional
 Main direction loading: 100 %

Display

Material colour: [Red] Texture: [Wood]

Figura 62. Ventana de ingreso de datos para el sistema de piso: propiedades mecánicas y geométricas y cargas de piso.

El procedimiento anterior se puede realizar para cada una de las plantas, o a su vez, 3Muri otorga la posibilidad de hacer copias para los pisos superiores.

El modelo final de la casa de área media se detalla en la Figura 63. El sistema de piso es la membrana de color verde (piso de madera) y rojo (espacios vacíos, escaleras, pozos de luz) y las paredes son las de color rojo. Los elementos de color amarillo son vigas con rótulas plásticas en los extremos, que sirvieron para simular los efectos de una pared cargadora, pero que no brinde resistencia a corte a la estructura general, esto se realiza para obtener una mejor aproximación a la vivienda modelada en la tesis de Barrera J. & Peñaloza G. (2018).

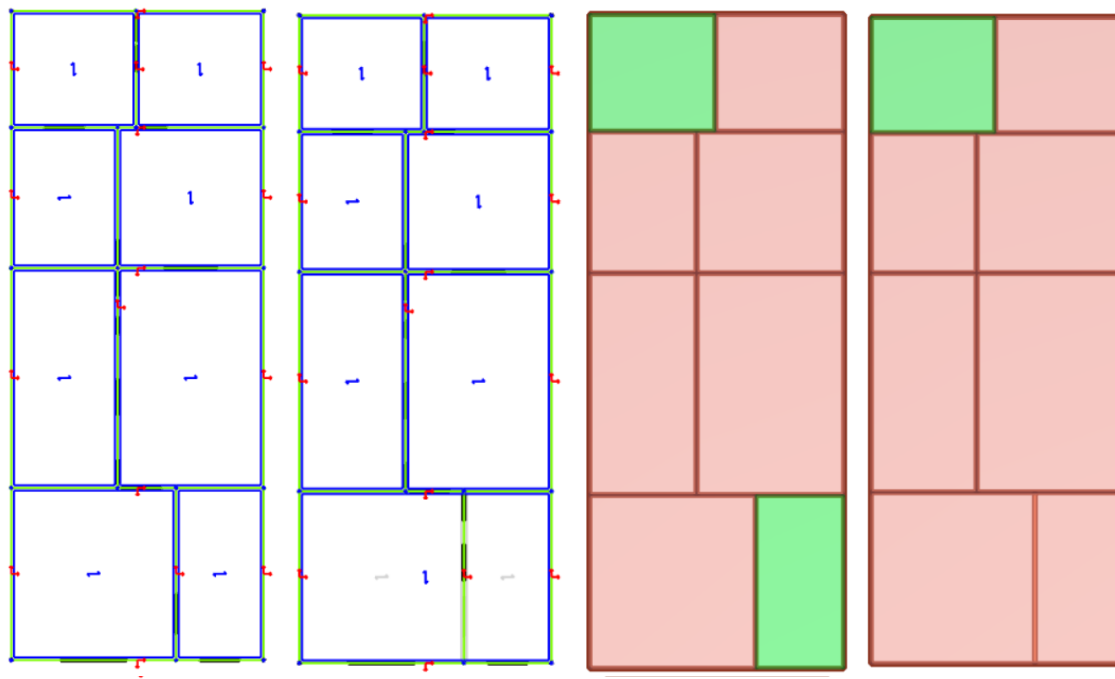


Figura 63. Modelo de edificación de área media implementado en 3Muri. A la izquierda vista en planta de la distribución de carga en cada uno de los pisos y a la derecha modelo BIM en planta de la edificación.

Finalizado el proceso anterior e identificadas las características geométricas y mecánicas de los diferentes elementos que componen a la edificación, se procede a generar el modelo de pórtico equivalente basado en macroelementos. La versión comercial de 3Muri, usando las características geométricas de las paredes y sus aperturas, genera automáticamente dichos macroelementos. En la Figura 64 se puede observar, en 3D y la pared de la fachada, el pórtico equivalente generado para la vivienda de área media. El modelo de pórtico equivalente puede ser modificado por los usuarios cuando así lo requieran. El programa también genera la distribución de cargas automáticamente antes de proseguir a someter la estructura a cargas laterales, como se menciona en el apartado 3.4.

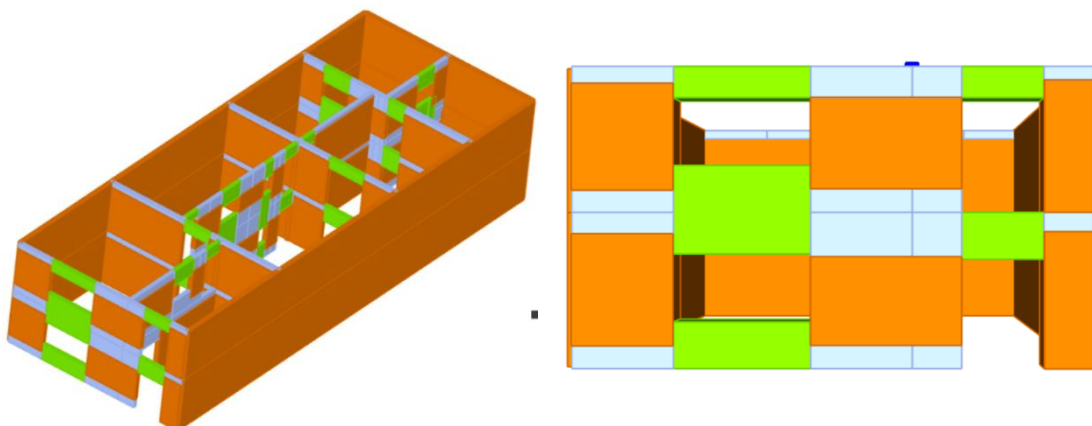


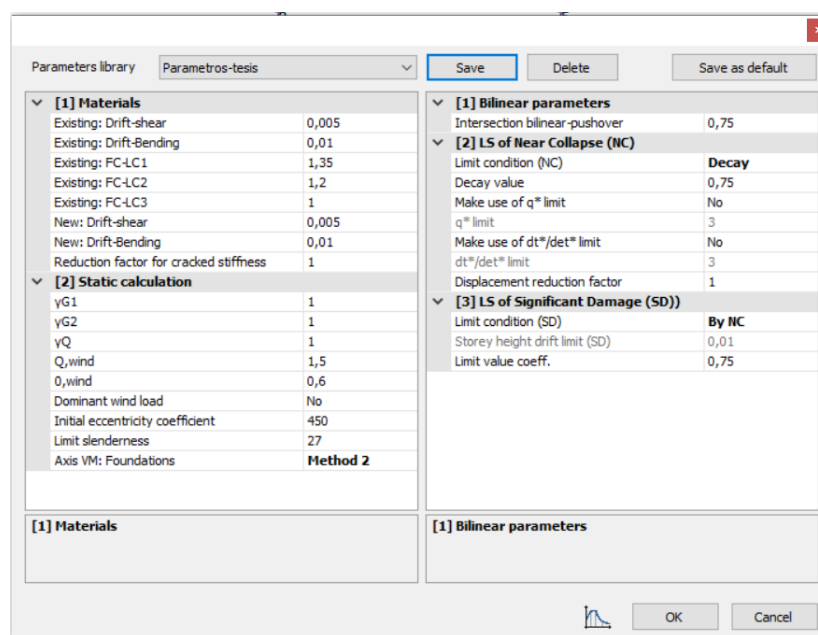
Figura 65. Modelo 3D de macroelementos de la edificación de área media implementada en 3Muri.

5.7.7. Análisis *pushover*

Como se aprecia en el capítulo 4, 3Muri presenta una variedad de análisis sísmicos como lo son: análisis incremental estático con control de fuerzas o desplazamientos, análisis *pushover* 3D y análisis modal (Lagomarsino et al., 2013).

Para cumplir los objetivos de este trabajo se realizarán Análisis Estáticos No Lineales. Antes de realizar dichos análisis, se debe escoger el patrón de carga que represente, adecuadamente, las fuerzas de inercia a las cuales un determinado edificio esté sujeto durante un sismo (Barrera J. & Peñaloza G., 2018).

La condición límite de colapso, para todas las edificaciones, se basó en los valores de la tesis de Barrera J. & Peñaloza G (2018), que es el 75% del cortante basal máximo que soporte la estructura. Las derivas de piso máximas permitidas se restringen al código ecuatoriano de la construcción (NEC-15) que especifica que para el tipo de construcciones de mampostería debe ser de máximo el 1%. Los límites de derivas a nivel de elemento se definieron igualmente basado en la tesis de Barrera J. & Peñaloza G. (2018), que indican los siguientes parámetros: deriva máxima a corte igual a 0,0045, y la deriva máxima a flexión es de 0,01. En la Figura 65 se indica los parámetros a ingresar en el programa.

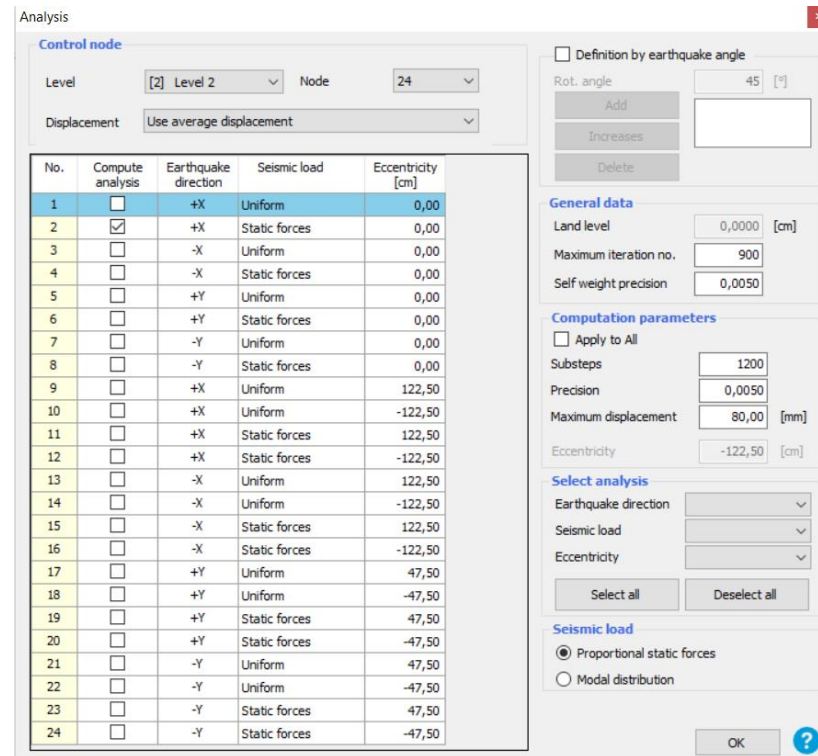


The screenshot shows the 'Parameters library' window in 3Muri. It has tabs for 'Parameters library' and 'Parametros-tesis'. The 'Parametros-tesis' tab is active, showing a list of parameters organized into sections: [1] Materials, [2] Static calculation, [1] Bilinear parameters, [2] LS of Near Collapse (NC), and [3] LS of Significant Damage (SD). Each section contains a list of parameters with their corresponding values. For example, in the [1] Materials section, 'Existing: Drift-shear' is set to 0,005. In the [2] Static calculation section, 'yG1' is set to 1. In the [1] Bilinear parameters section, 'Intersection bilinear-pushover' is set to 0,75. In the [2] LS of Near Collapse (NC) section, 'Limit condition (NC)' is set to 'Decay'. In the [3] LS of Significant Damage (SD) section, 'Limit condition (SD)' is set to 'By NC'. The window also has buttons for 'Save', 'Delete', 'Save as default', 'OK', and 'Cancel'.

Figura 65. Ventana de parámetros del modelo a usar en 3Muri

Otro punto importante antes de realizar el análisis *pushover* es el nodo de control de desplazamientos de la estructura. 3Muri trabaja con tres tipos de desplazamientos de control. El primero se basa únicamente en el desplazamiento del nodo de control; el segundo se trata de un desplazamiento promedio de todos los nodos dentro del mismo nivel del nodo de control; y el tercero, usa un control de desplazamientos ponderado, que depende de la masa que concurre a

los nodos dentro del mismo nivel del nodo de control. Como se mencionó anteriormente, el nodo de control debe posicionarse en la planta más alta de la estructura y, para el control de desplazamientos para este trabajo se opta por la tercera opción que trata del desplazamiento promedio ponderado de todos los nodos del mismo nivel que el nodo de control.



Control node

Level: [2] Level 2 Node: 24

Displacement: Use average displacement

No.	Compute analysis	Earthquake direction	Seismic load	Eccentricity [cm]
1	<input type="checkbox"/>	+X	Uniform	0,00
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Static forces	0,00
3	<input type="checkbox"/>	-X	Uniform	0,00
4	<input type="checkbox"/>	-X	Static forces	0,00
5	<input type="checkbox"/>	+Y	Uniform	0,00
6	<input type="checkbox"/>	+Y	Static forces	0,00
7	<input type="checkbox"/>	-Y	Uniform	0,00
8	<input type="checkbox"/>	-Y	Static forces	0,00
9	<input type="checkbox"/>	+X	Uniform	122,50
10	<input type="checkbox"/>	+X	Uniform	-122,50
11	<input type="checkbox"/>	+X	Static forces	122,50
12	<input type="checkbox"/>	+X	Static forces	-122,50
13	<input type="checkbox"/>	-X	Uniform	122,50
14	<input type="checkbox"/>	-X	Uniform	-122,50
15	<input type="checkbox"/>	-X	Static forces	122,50
16	<input type="checkbox"/>	-X	Static forces	-122,50
17	<input type="checkbox"/>	+Y	Uniform	47,50
18	<input type="checkbox"/>	+Y	Uniform	-47,50
19	<input type="checkbox"/>	+Y	Static forces	47,50
20	<input type="checkbox"/>	+Y	Static forces	-47,50
21	<input type="checkbox"/>	-Y	Uniform	47,50
22	<input type="checkbox"/>	-Y	Uniform	-47,50
23	<input type="checkbox"/>	-Y	Static forces	47,50
24	<input type="checkbox"/>	-Y	Static forces	-47,50

Definition by earthquake angle

Rot. angle: 45 [°]

Add, Increases, Delete

General data

Land level: 0,0000 [cm]

Maximum iteration no.: 900

Self weight precision: 0,0050

Computation parameters

☐ Apply to All

Substeps: 1200

Precision: 0,0050

Maximum displacement: 80,00 [mm]

Eccentricity: -122,50 [cm]

Select analysis

Earthquake direction: [v]

Seismic load: [v]

Eccentricity: [v]

Select all, Deselect all

Seismic load

☒ Proportional static forces

☐ Modal distribution

OK ?

Figura 66 Ventana de análisis sísmico en 3Muri.

Como se puede observar en la Figura 66, se pueden realizar diferentes análisis que dependen de: 1) la dirección del sismo, 2) el patrón de carga a usar, 3) la excentricidad accidental del centro de masa con respecto al centro de rigidez.

El sentido X, se presenta como la dirección más débil de las estructuras debido a la presencia de paredes de menor longitud y con mayor número de aberturas. Las paredes laterales en el sentido Y, les brindan a las estructuras mayores rigideces globales. La dirección de las cargas que se usa para los análisis *pushover* son:

- Dirección +X
- En el eje Y, se toma en cuenta que las paredes tengan el mayor número de nodos en donde se aplique las fuerzas, es decir, que las paredes intermedias del sentido Y lleguen a las paredes exteriores del sentido X; por lo que para este trabajo se usará la dirección -Y.

La opción de las fuerzas estáticas se escogió porque representa al patrón de cargas que está en armonía con el primer modo de vibración de las edificaciones. En la Figura 66 se presenta la

pantalla con los resultados del AENL de la edificación de área media que se compara con la edificación modelada en la tesis Barrera J. & Peñaloza G (2018).

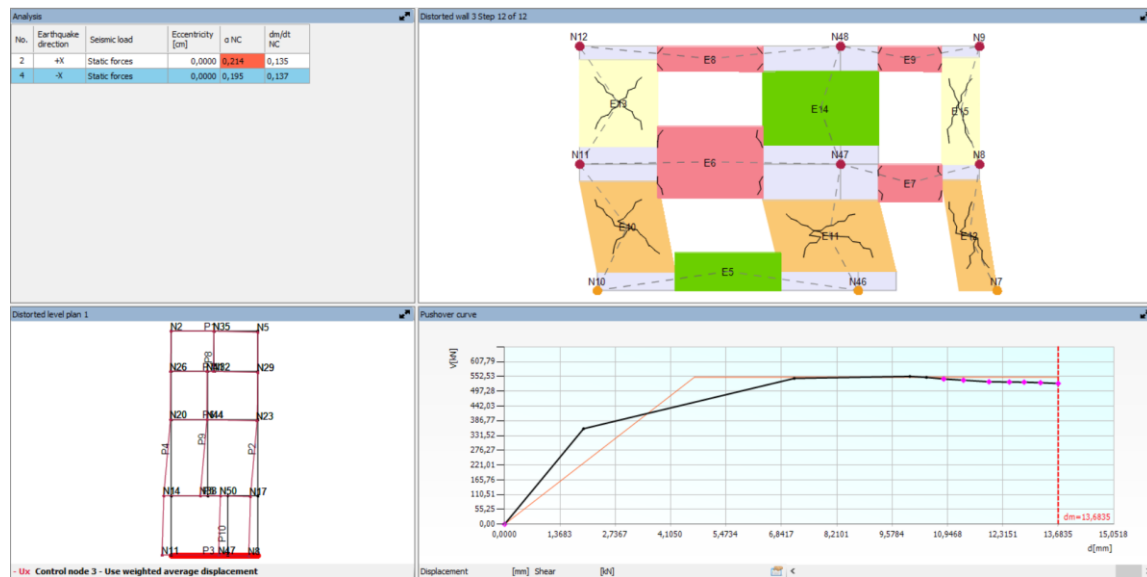


Figura 67 Ventana de resultados de análisis en 3Muri.

De la Figura 67, en el recuadro de la parte superior izquierda se muestra los tipos de análisis que se realizaron en el modelo. El recuadro superior derecho muestra el modelo de macroelementos generado de la pared seleccionada en el recuadro de la parte inferior izquierda, el tipo de esfuerzo y grado de daño que se ocasiona en cada uno de esos macroelementos. El recuadro inferior izquierdo muestra el modelo deformado global de la estructura. Finalmente, el recuadro inferior derecho presenta la curva *pushover* global de la edificación. Esta curva está conformada por diferentes puntos que, presionando sobre ellos cambian el contenido de los demás recuadros, excepto del superior izquierdo.

5.7.8. Modelación de las edificaciones en 3Muri

Una vez descrito todos los pasos para realizar el modelo y análisis de las viviendas en 3Muri es necesario establecer un diagrama de árbol que describa todos los modelos que se van a realizar en el programa, distinguiendo parámetros como la tipología, área de emplazamiento de la edificación, espesor, tipo de ladrillo, rigidez de piso y tipo de varilla según el tipo de edificación. Esto permite organizar de mejor manera y agrupar los modelos para comparaciones, en la Figura 68 se puede apreciar todos los modelos a realizar en el presente trabajo.

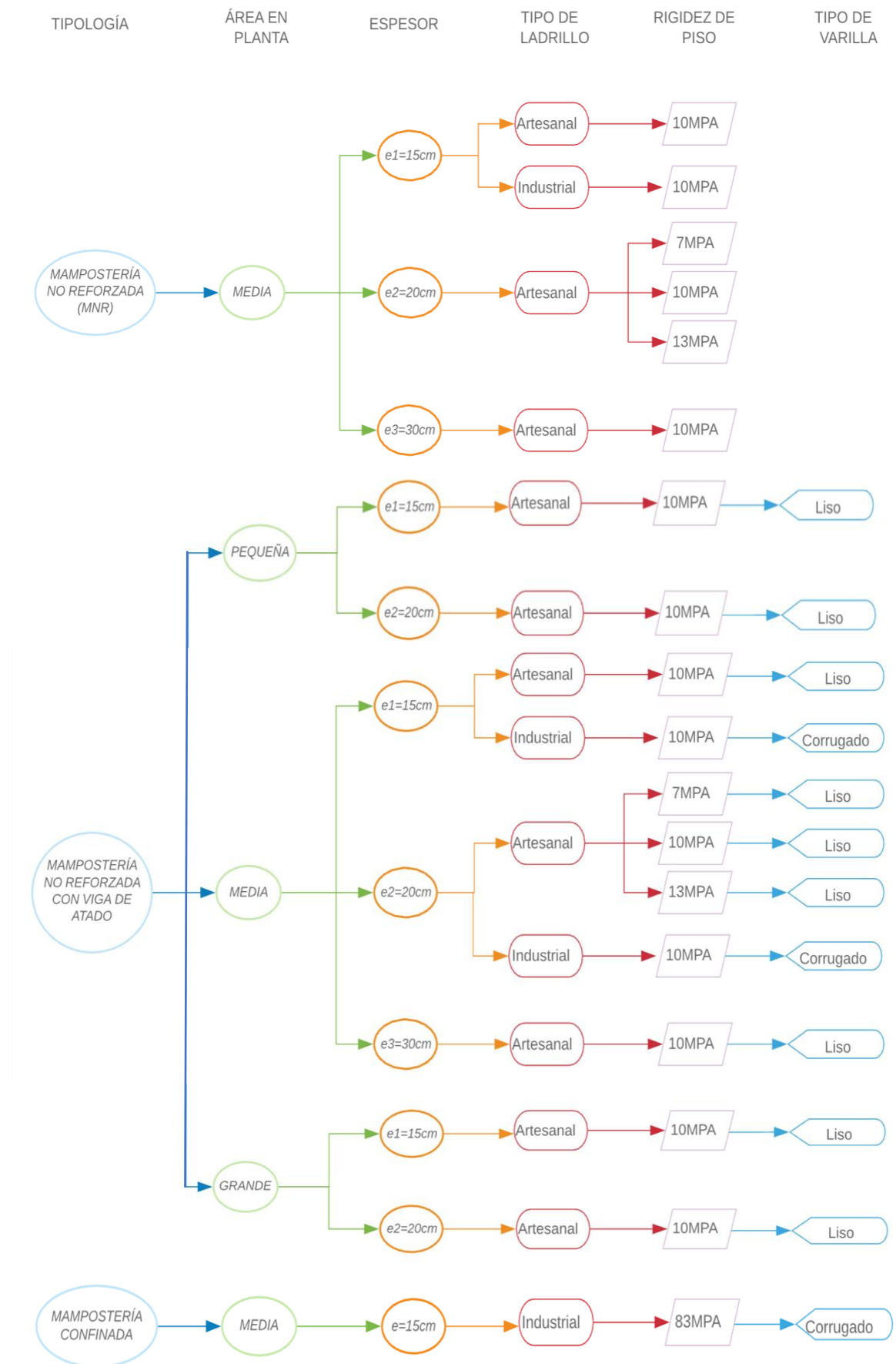


Figura 68 Diagrama de árbol de los modelos a realizar en 3Muri.

Definido los modelos que se van a realizar, a continuación, se muestra los planos y los modelos de las edificaciones de MNRL-VA realizados en 3Muri (Figuras 69,70 y 71).

- **Edificación pequeña**

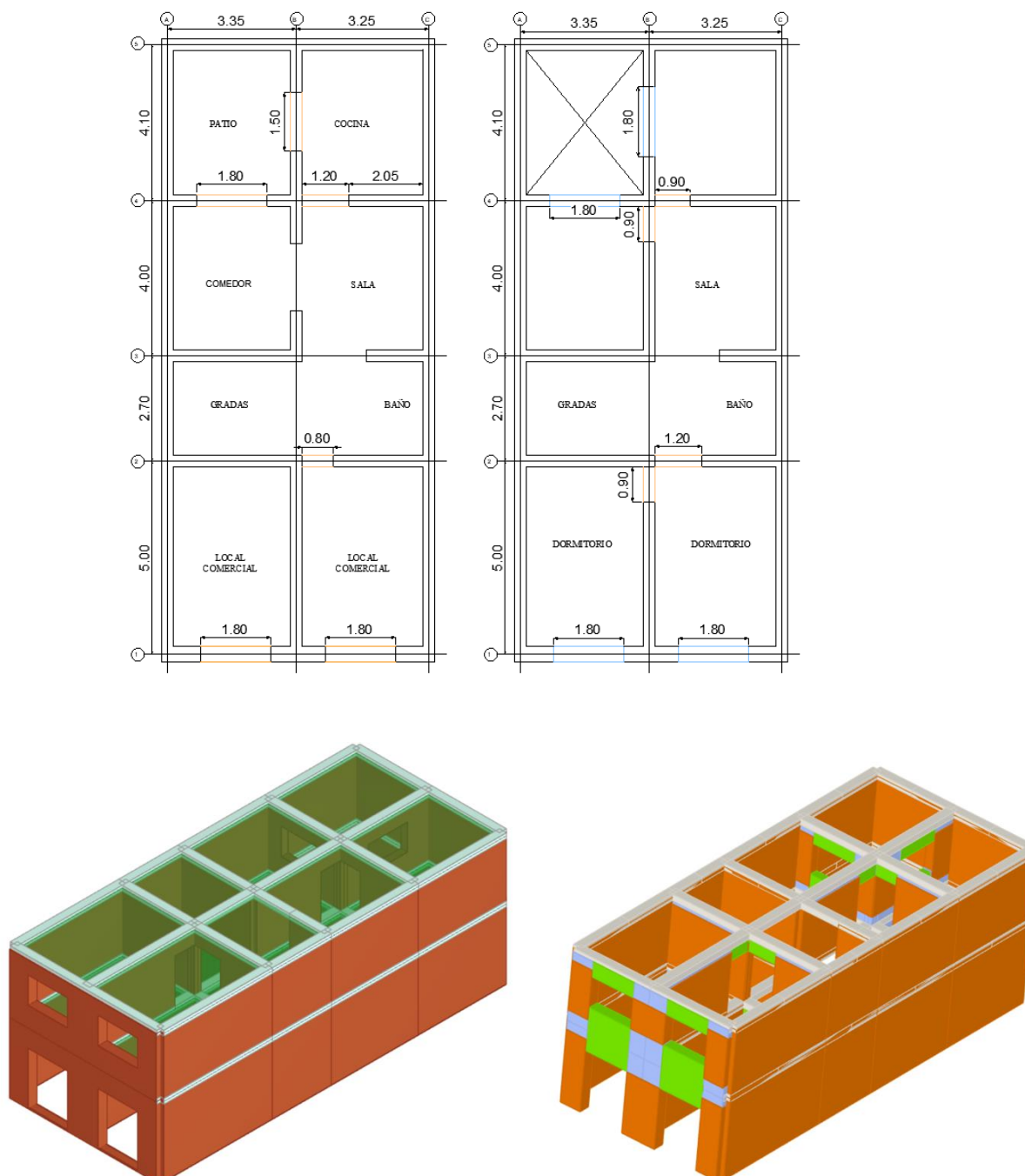


Figura 69. Modelo de edificación de área pequeña. (a) planos arquitectónicos, (b) Modelo BIM en 3Muri y (c) Modelo 3D de macroelementos en 3Muri

● Edificación mediana

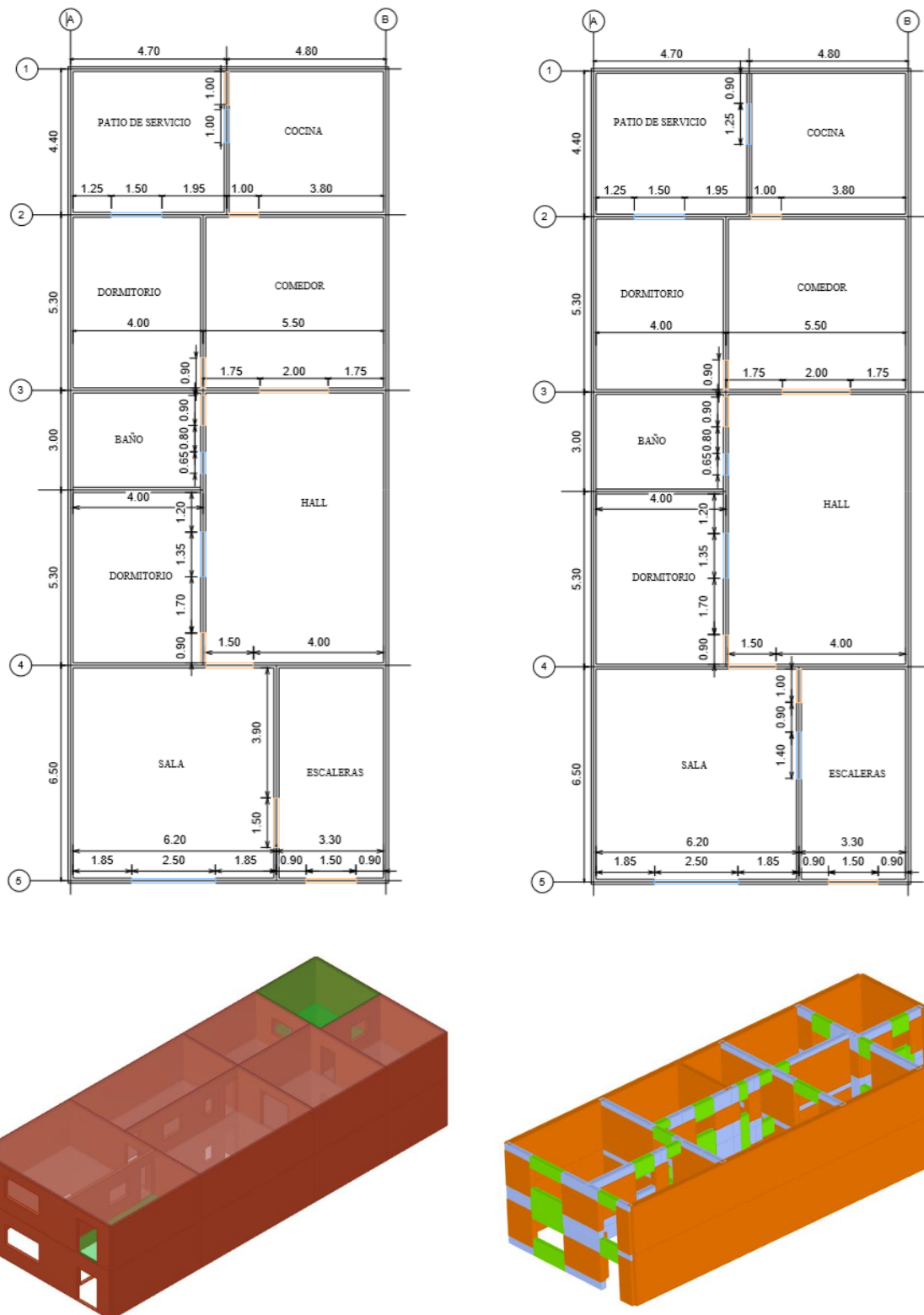


Figura 70. Modelo de edificación de área media. (a) planos arquitectónicos, (b) Modelo BIM en 3Muri y (c) Modelo 3D de macroelementos en 3Muri

- Edificación grande

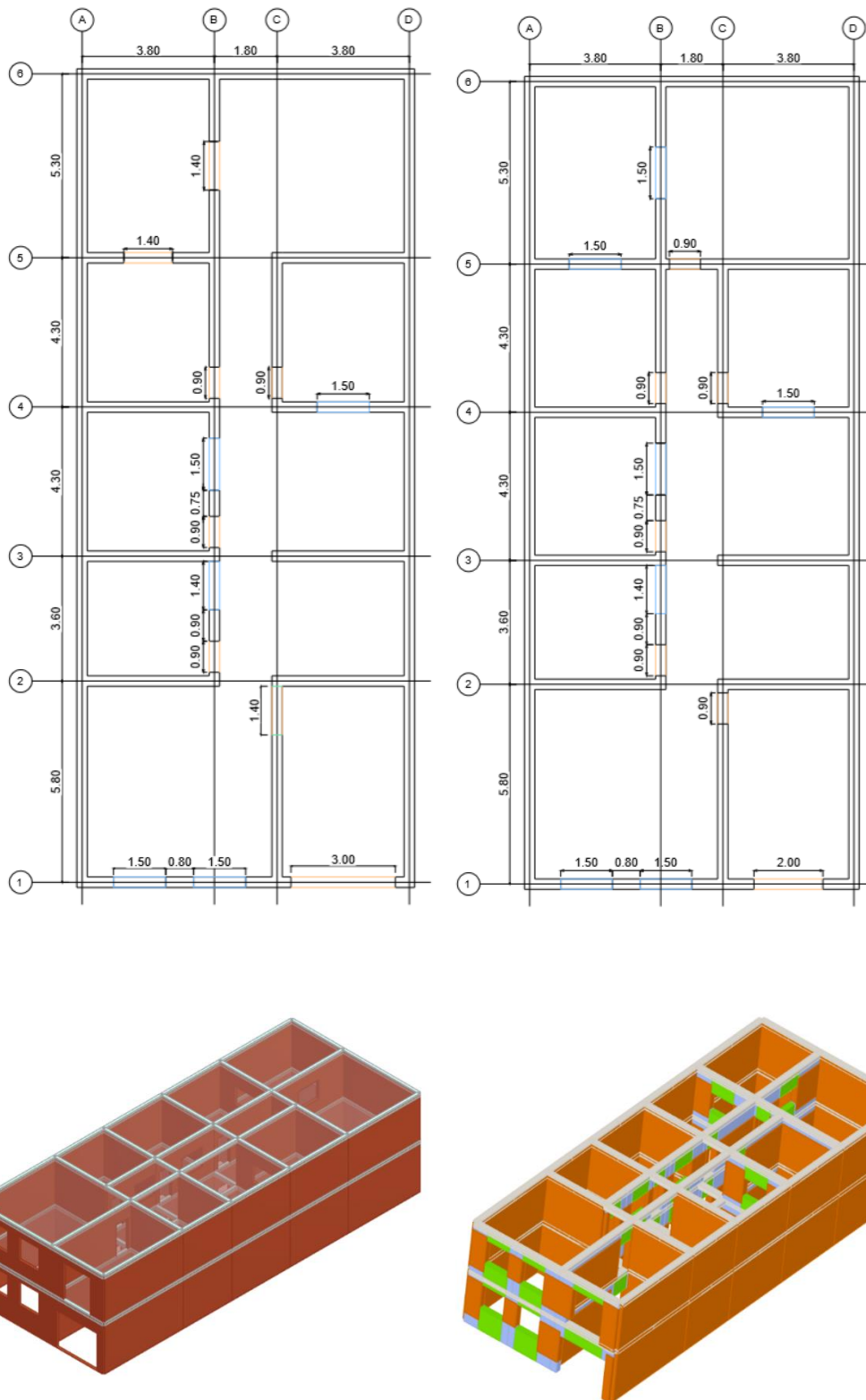


Figura 71. Modelo de edificación de área grande. (a) planos arquitectónicos, (b) Modelo BIM en 3Muri y (c) Modelo 3D de macroelementos en 3Muri

Las edificaciones estudiadas presentan irregularidad en la disposición de espacios interiores y continuidad de paredes, por lo que su respuesta ante cargas laterales se verá influenciada por la dirección en la que esta sea aplicada. Para ver dicha influencia, se somete la edificación (MNR, área media, 15cm de espesor de paredes) a cargas en cuatro diferentes direcciones: una en el sentido +X y otra en el sentido -X; y una en el sentido +Y y otra en el sentido -Y. Los resultados obtenidos se indican en las Figuras 72 y 73.

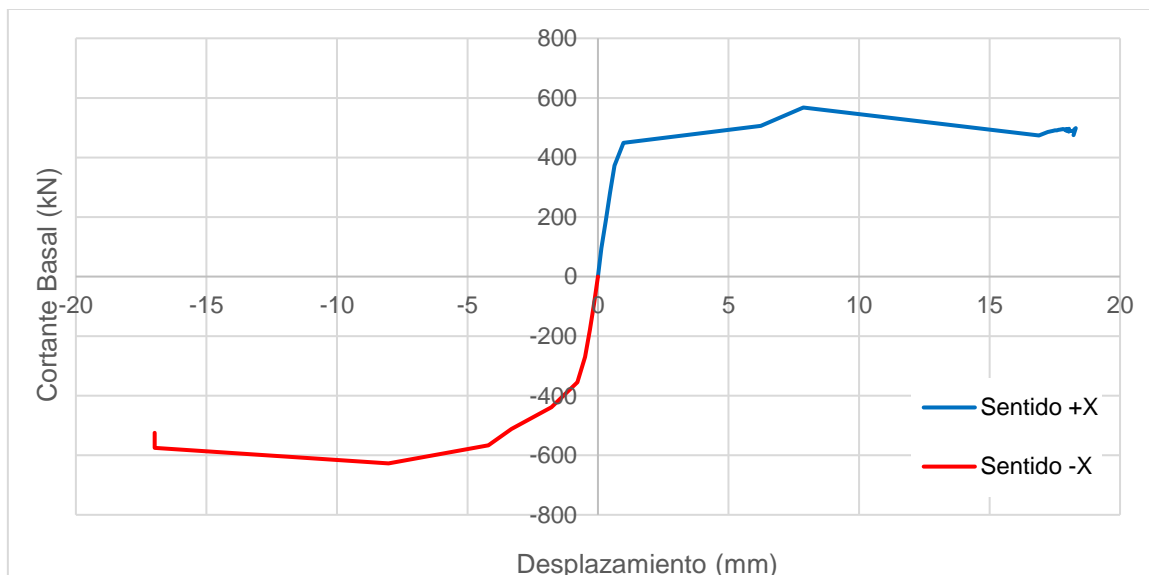


Figura 72 Curvas de capacidad de la estructura de MNR de área media con espesor de 15 cm, en sentido: +X y -X.

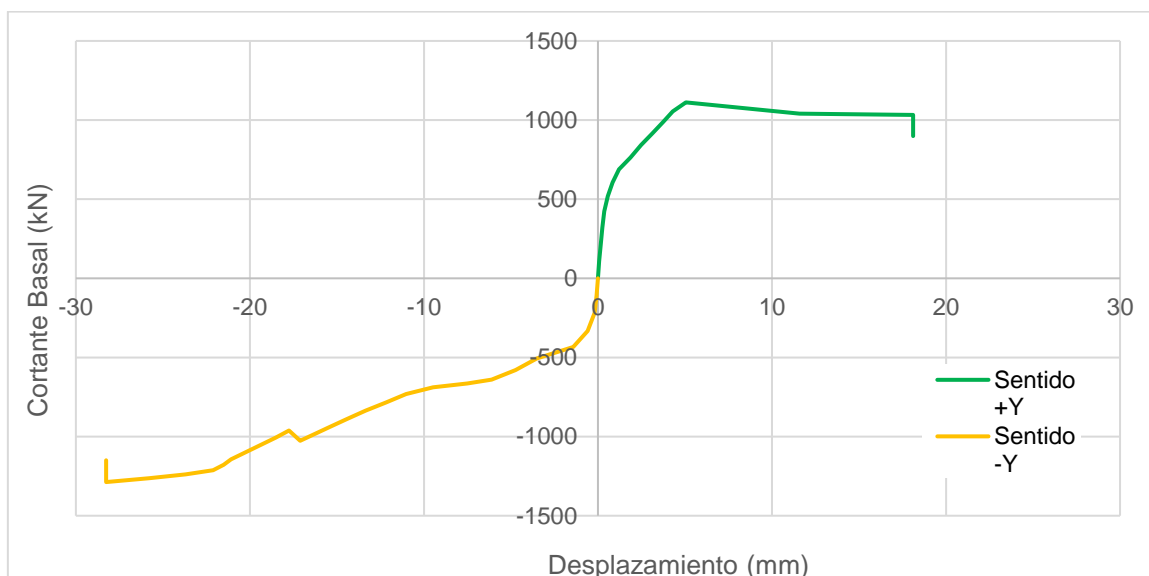


Figura 73 Curvas de capacidad de la estructura de MNR de área media con espesor de 15 cm, en sentido: +Y y -Y.

Como se puede apreciar en las curvas, el cortante basal máximo en el sentido X es un 50% menor al máximo cortante basal obtenido en el sentido Y. El gran tamaño de las paredes orientadas en este sentido y la carencia de aberturas, especialmente las de las paredes laterales,

generan la resistencia sísmica superior notada en la Figura 73. Debido a esto en el presente trabajo los análisis de capacidad sísmica se evaluarán únicamente en el sentido más débil de las estructuras, es decir, el sentido X. Además, las curvas que se generan en el sentido X presentan similitudes en cuanto a forma, máximo cortante basal y desplazamientos últimos; por lo que, no es de relevancia el sentido de aplicación de la carga lateral. Para este trabajo la dirección de aplicación de las cargas laterales será en el sentido X positivo, es decir, de izquierda a derecha de las edificaciones.

Influencia de las paredes interiores

En el modelo de Barrera J. & Peñaloza G. (2018) no se consideran las paredes internas de la edificación de área media debido a la baja contribución de estas a la resistencia global de la estructura ante cargas laterales aplicadas en el sentido X. En la presente tesis, se analiza en 3Muri la influencia de dichas paredes, es decir, se modelan dos edificaciones de características idénticas a la presentada en Barrera J. & Peñaloza G (2018), con la única variación en que un modelo tendrá todas las paredes que se muestran en los planos de dicha edificación. Lagomarsino et al. (2013) detalla que, 3Muri no toma en cuenta la resistencia fuera del plano de las paredes debido a que su contribución a la resistencia global de la estructura es insignificante. Las respuestas obtenidas de los modelos se detallan en la Figura 74.

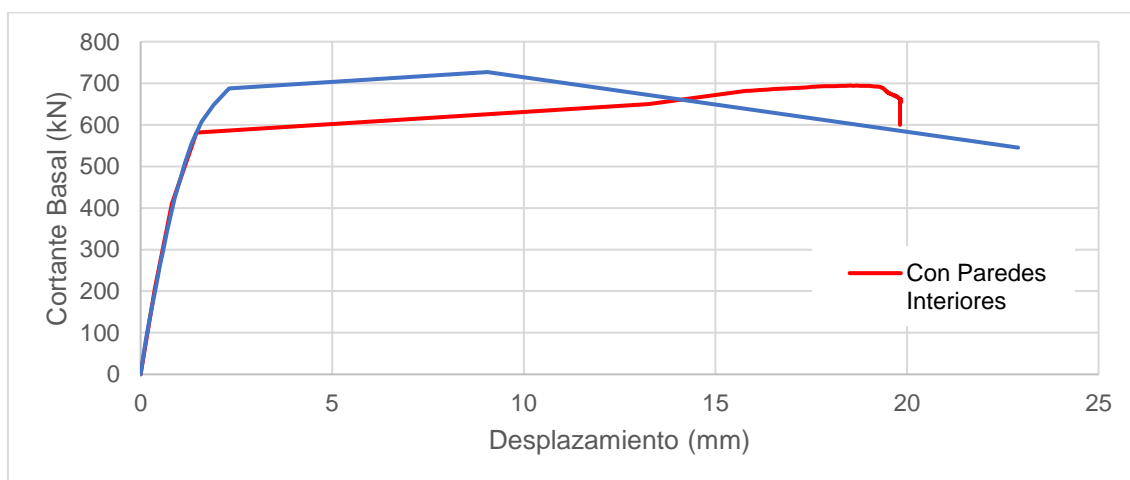


Figura 74 Curvas de capacidad de la estructura de MNR de ladrillo industrial con y sin paredes interiores.

En las curvas de la Figura 74 la respuesta elástica se presenta similar para ambos casos. En cuanto a, la forma de la curva roja, es decir el modelo con paredes interiores, indica que en la estructura sus paredes ingresan gradualmente en fluencia. Al final, y por su forma, se produce una falla frágil en la estructura. Por el contrario, en el gráfico de color azul, es decir del modelo sin paredes intermedias, la fluencia se produce a nivel global de la estructura llegando a un punto máximo después del cual se desarrollan los mayores desplazamientos sin incrementos considerables en la resistencia máxima. La falla de este último se produce de forma dúctil.



Considerando únicamente los valores de cortante basal y desplazamientos máximos, la influencia de las paredes interiores no representa variaciones considerables dentro de los modelos. Por tal motivo, todos los modelos que se generan para este trabajo de titulación tendrán presentes las paredes internas que se encuentren en sus respectivos planos constructivos.

6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

6.1. Análisis Modal

Uno de los objetivos del trabajo de titulación es realizar el análisis modal de las edificaciones. Todos los análisis modales que se presentan a continuación están organizados en función de la participación de masa en el sentido X y no en función de sus períodos. Se consideró esta presentación de forma que se identifiquen los modos que más influyen en las paredes orientadas en este sentido. En la Figura 75 se indica los diferentes análisis modales que se realizaron y se presentarán este trabajo.

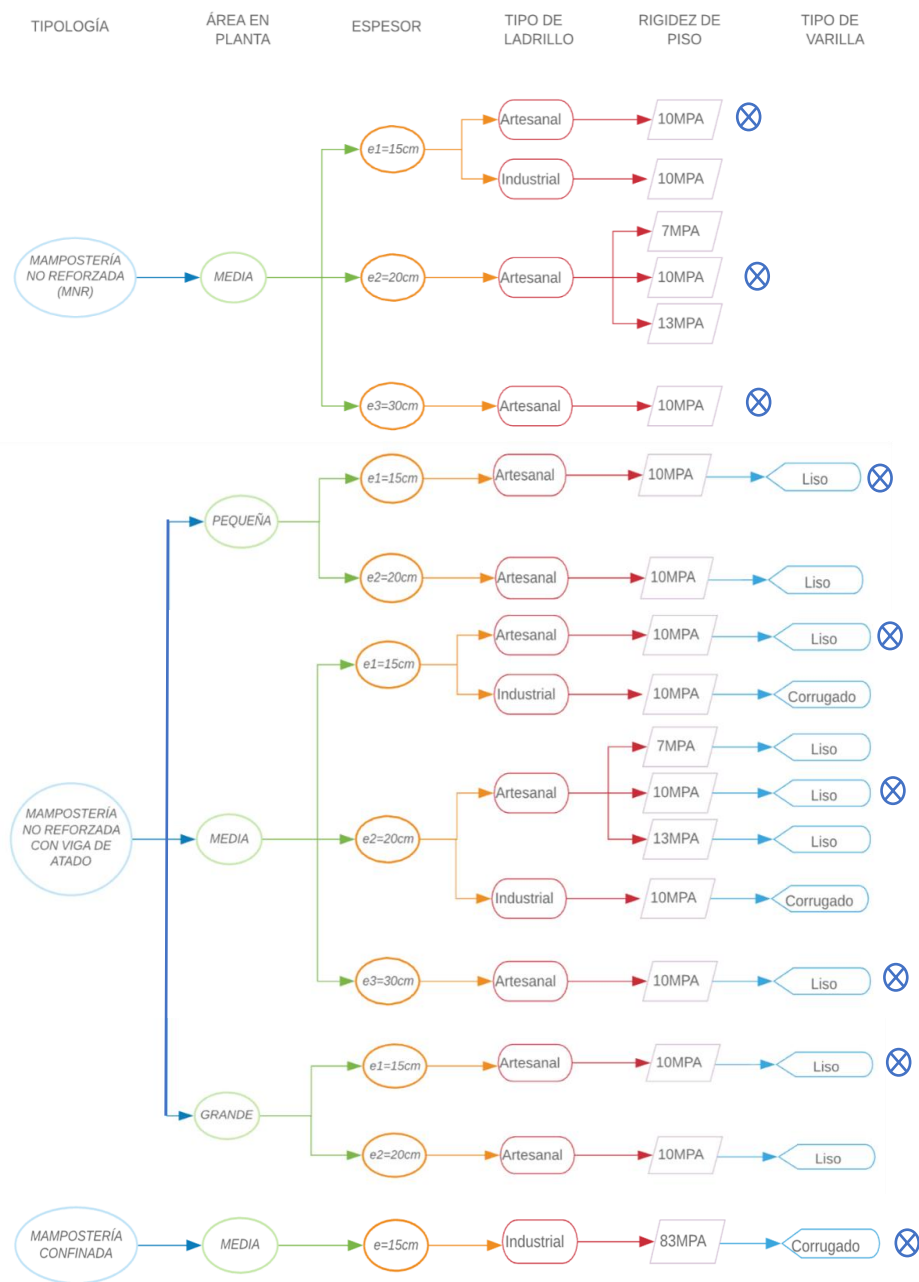
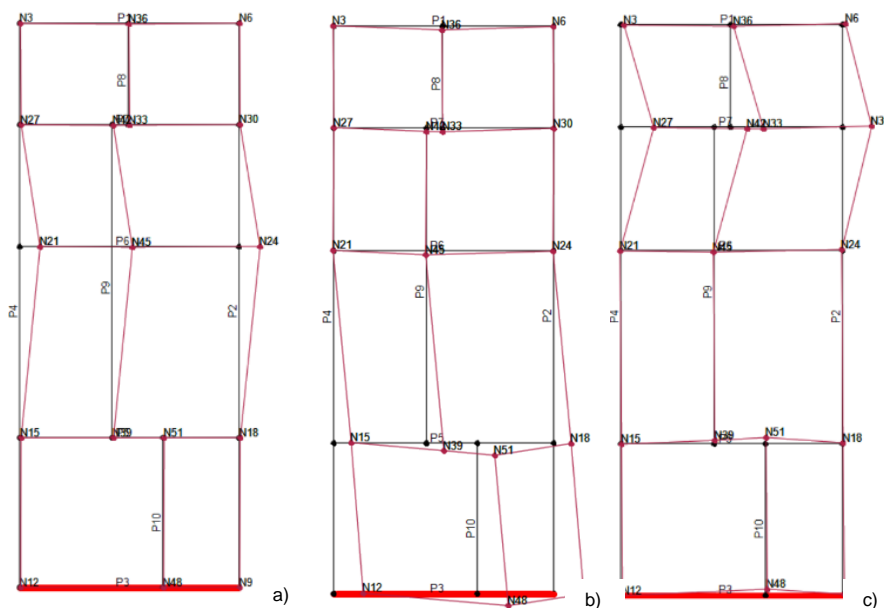


Figura 75 Diagrama de árbol dónde se indican los casos a los casos escogidos para el análisis modal.

Las figuras y tablas de los análisis modales se escogieron de forma que representen la realidad constructiva en el CHC. Para cada caso de los modelos, marcados en la Figura 75, se presentan seis modos de vibración, los cuales representan el movimiento a nivel local de cada pared resistente dentro de las diferentes edificaciones. Inicialmente, se presenta una tabla con los resultados del modo, el período, la masa participativa y el porcentaje de participación que ésta representa. Para los modelos de MNR y MNRL-VA se mantienen constantes las siguientes características: módulo de corte del sistema de piso ($G=10$ MPa) y tipo de ladrillo (artesanal). Sin embargo, para la edificación de mampostería confinada los valores de la rigidez del sistema de piso y tipo de ladrillo son: $G=833$ MPa y ladrillo industrial. Luego, se presenta las deformaciones de las paredes que corresponden a los seis modos de vibración antes mencionados. Para una mejor apreciación de las deformaciones de las paredes, las deformadas están multiplicadas por un factor amplificador de 25.

Deformada	Modo	Periodo (seg)	Masa Participativa (Kg)	Participación (%)
a	1	0.166	78144.252	44.97
b	2	0.124	35259.585	20.29
c	5	0.104	26229.474	15.09
d	10	0.062	12209.917	7.03
e	4	0.112	6288.183	3.62
f	8	0.067	4195.559	2.41

Tabla 8 Resultados de análisis modal de la edificación de MNR, área media y espesor de 15 cm



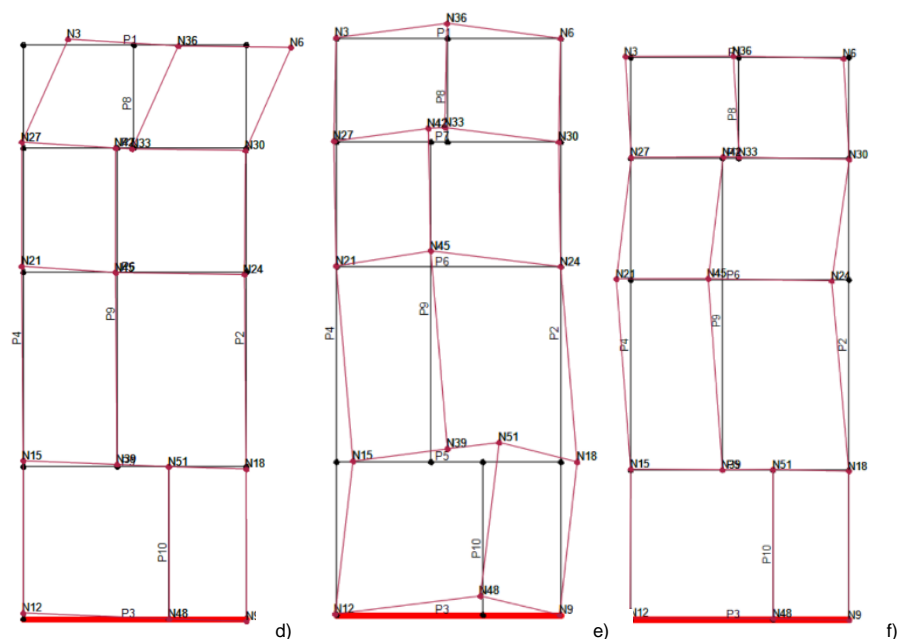
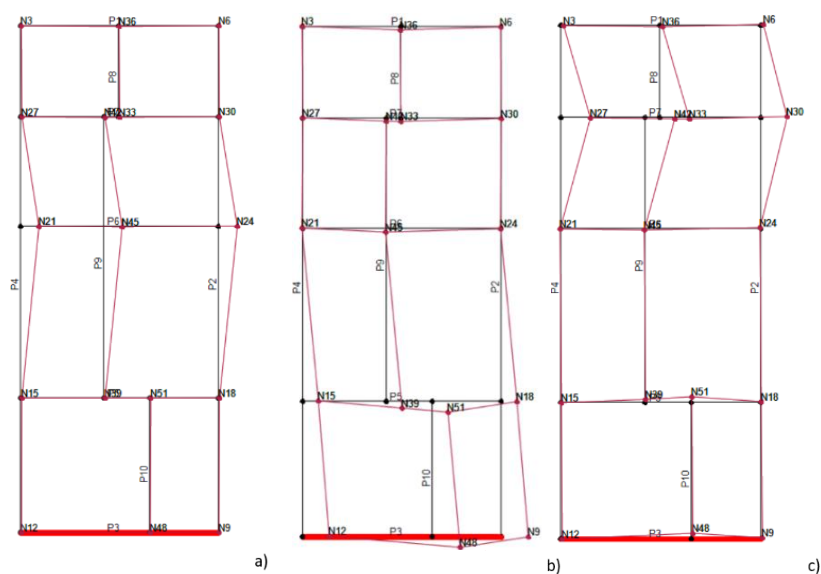


Figura 76. Deformaciones modales de edificación de MNR, área media y $e=15\text{cm}$

Deformada	Modo	Periodo (seg)	Masa Participativa (Kg)	Participación (%)
a	1	0.161	96015.127	44.59
b	2	0.116	37334.663	16.65
c	5	0.097	31525.049	15.83
d	10	0.060	14263.329	5.07
e	4	0.104	10157.941	3.00
f	7	0.066	5078.267	1.29

Tabla 9 Resultados de análisis modal de la edificación de MNR, área media y espesor de 20 cm.



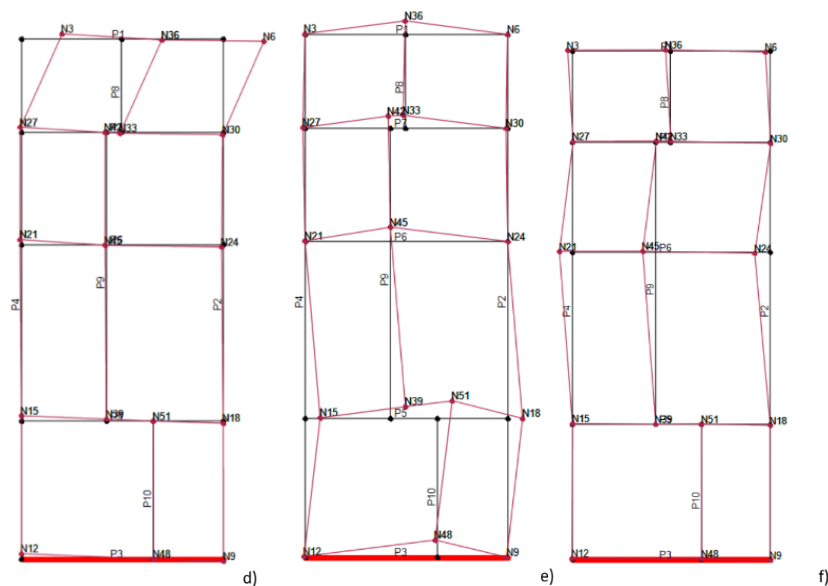
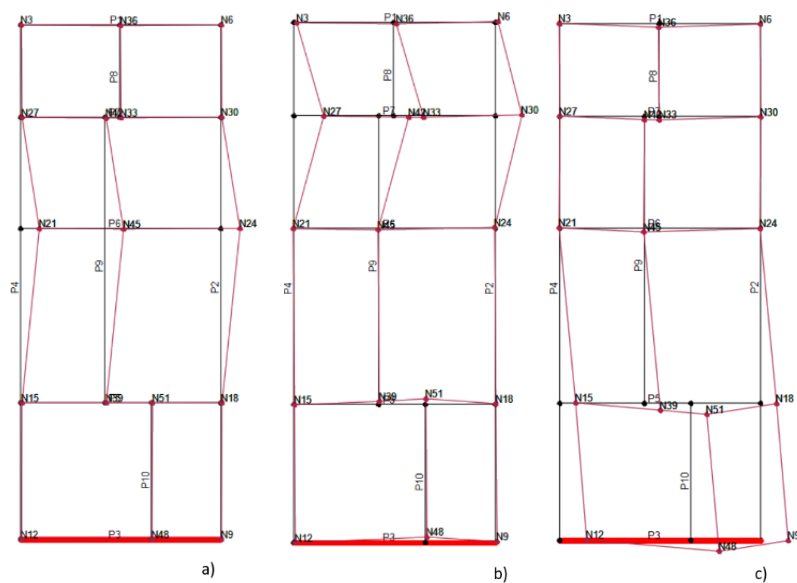


Figura 77. Deformaciones modales de edificación de MNR, área media y $e=20\text{cm}$

Deformada	Modo	Periodo (seg)	Masa Participativa (Kg)	Participación (%)
a	1	0.159	139688.973	45.78
b	5	0.093	47588.459	15.60
c	2	0.109	45584.330	14.94
d	10	0.059	19214.030	6.30
e	4	0.098	14760.545	4.84
f	3	0.103	9866.968	3.23

Tabla 10 Resultados de análisis modal de la edificación de MNR, área media y espesor de 30cm.



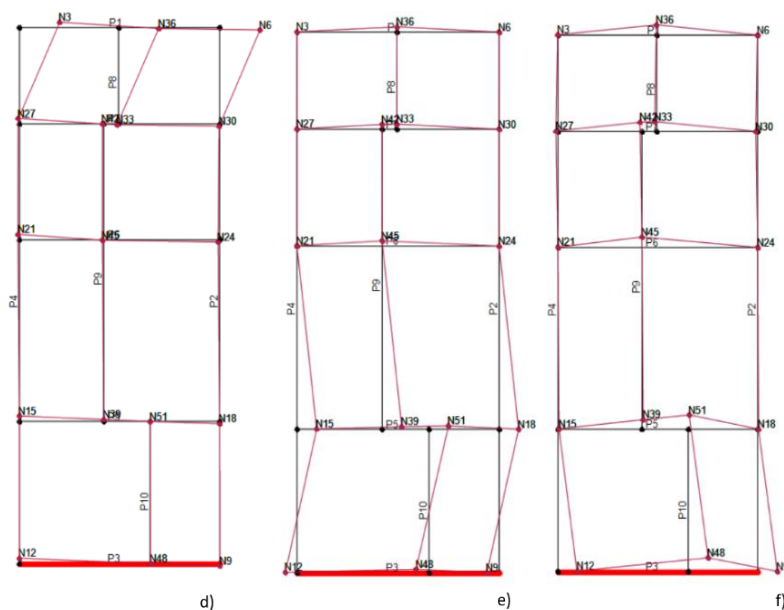


Figura 78. Deformaciones modales de edificación de MNR, área media y $e=30\text{cm}$

Como se puede observar en las Figuras 76, 77 y 78, el primer modo de vibración, de los tres tipos de edificaciones de MNR, el porcentaje de participación de las masas para el primer modo de vibración se encuentra alrededor de un 45%. Y las deformadas indican que los modos de vibración se desarrollan a nivel local de ciertas paredes, y no de una respuesta global de la estructura. Estas edificaciones presentan patrones de deformación similares en casi todos sus modos, a excepción del último. En las edificaciones de 15 y 20 centímetros de espesor de paredes, las deformadas de la edificación que se presentan son similares, incluso cuando en el literal f) los modos de vibración son diferentes. Es notable que, el aumento del espesor de las paredes genera un efecto rigidizador en las estructuras, lo cual se puede observar en la disminución de los periodos de vibración en las edificaciones de mayor espesor de paredes.

Es necesario comentar que, los resultados de los análisis modales presentados en la tesis de Barrera J. & Peñaloza G (2018), de dónde se basa el modelo de edificación de MNR de área media para este trabajo, se consideró que, en sus modelos, las paredes interiores en sentido Y no brindaban resistencia global al modelo, por lo que no fueron modeladas. Si bien estas paredes no brindan resistencia ni rigidez global, aportan con masa. Esta masa faltante es la responsable en la variación del porcentaje de participación de la masa, principalmente en los primeros modos de vibración; que en el presente trabajo se encuentra alrededor del 45%; mientras que, en la tesis de Barrera J. & Peñaloza G (2018) se aproxima a un 30%.

A continuación, se muestran los resultados de los análisis modales de las edificaciones de mampostería artesanal con viga de atado marcadas en la Figura 75.

Deformada	Modo	Periodo (seg)	Masa Participativa (Kg)	Participación (%)
a	1	0.203	54076.130	48.57
b	3	0.151	14251.144	12.80
c	2	0.175	11817.514	10.61
d	5	0.102	10855.355	9.75
e	6	0.080	6234.149	5.60
f	7	0.077	5412.426	4.86

Tabla 11 Resultados de análisis modal de la edificación de MNRL-VA, área pequeña y espesor de 15cm.

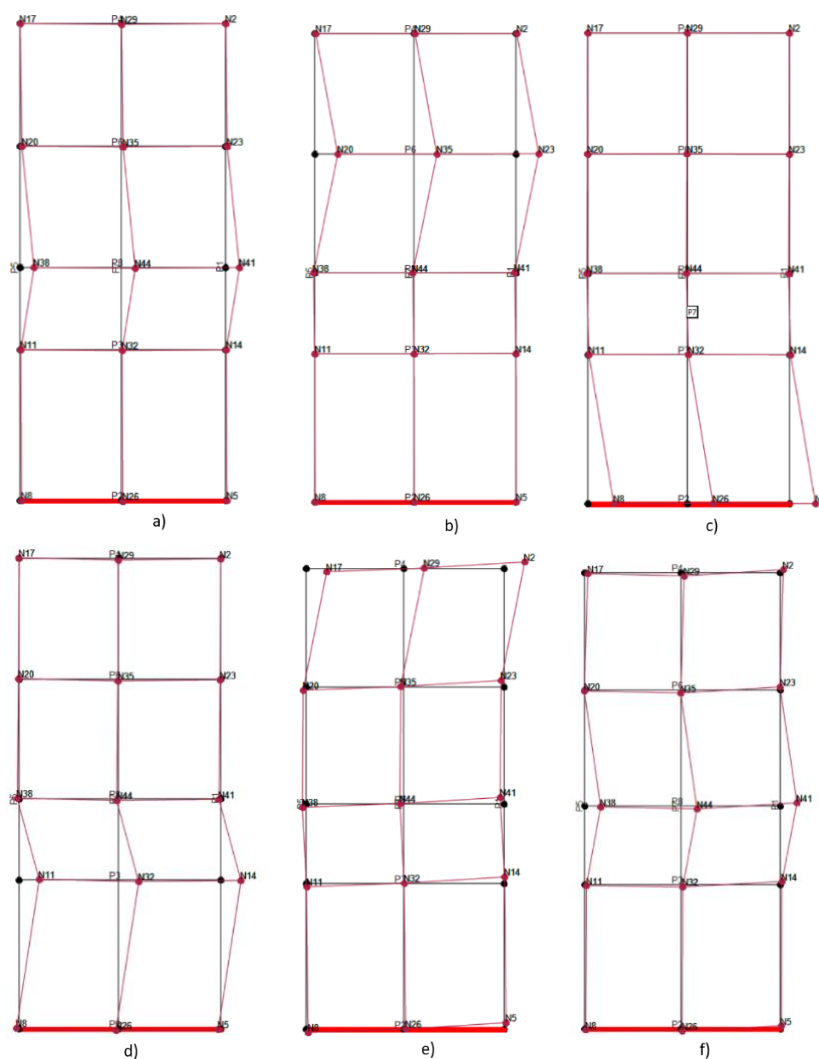


Figura 79. Deformaciones modales de edificación de MNRL-VA, área pequeña y e=15cm

Los resultados de deformadas mostrados en la Figura 79 muestran que la respuesta modal, similar con la edificación de área media, se desarrolla a nivel local de ciertas paredes en lugar de una respuesta global conjunta de la estructura.

Deformada	Modo	Periodo (seg)	Masa Participativa (Kg)	Participación (%)
a	1	0.170	82577.329	43.79
b	2	0.129	41568.605	22.04
c	5	0.108	28217.648	14.96
d	9	0.067	16290.742	8.64
e	4	0.115	4160.858	2.21
f	15	0.041	3111.605	1.65

Tabla 12 Resultados de análisis modal de la edificación de MNRL-VA, área media y espesor de 15cm.

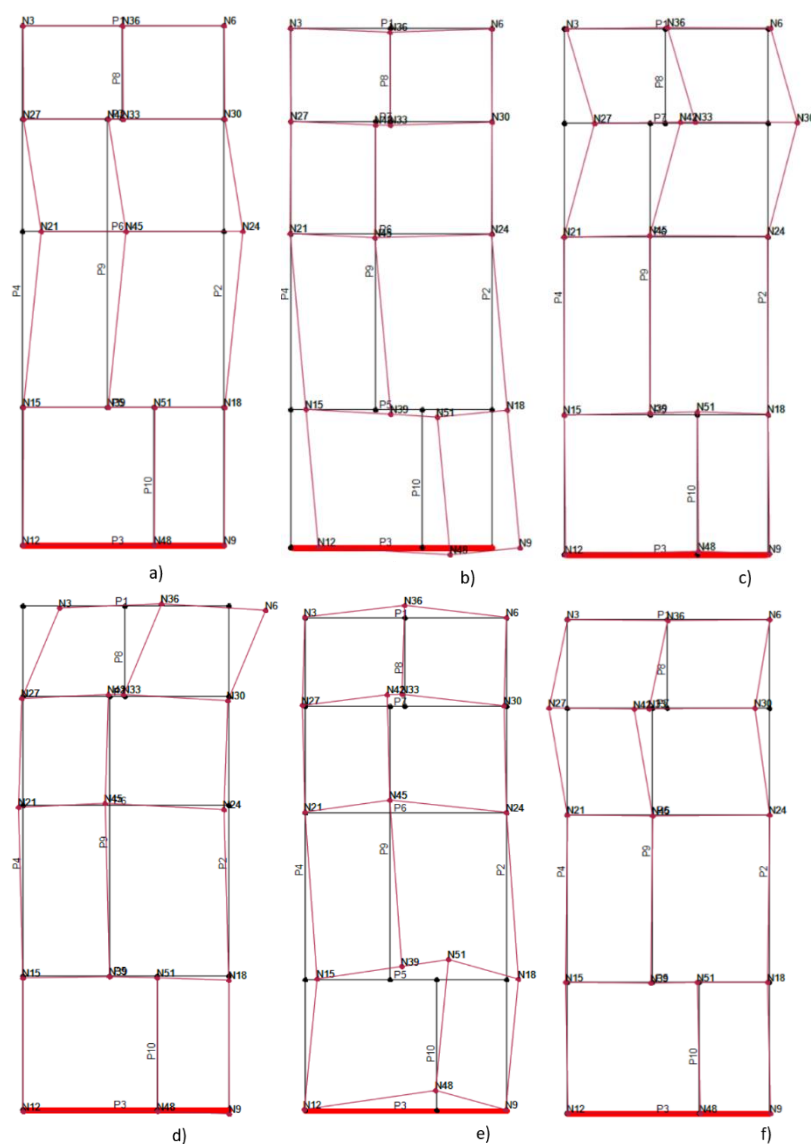


Figura 80. Deformaciones modales de edificación de MNRL-VA, área media y e=15cm

Deformada	Modo	Periodo (seg)	Masa Participativa (Kg)	Participación (%)
a	1	0.168	109041.477	43.07
b	2	0.124	55961.724	22.10
c	5	0.105	39106.961	15.49
d	9	0.067	20439.260	8.07
e	4	0.112	8888.604	3.51
f	15	0.049	3605.156	1.42

Tabla 13 Resultados de análisis modal de la edificación de MNRL-VA, área media y espesor de 20cm.

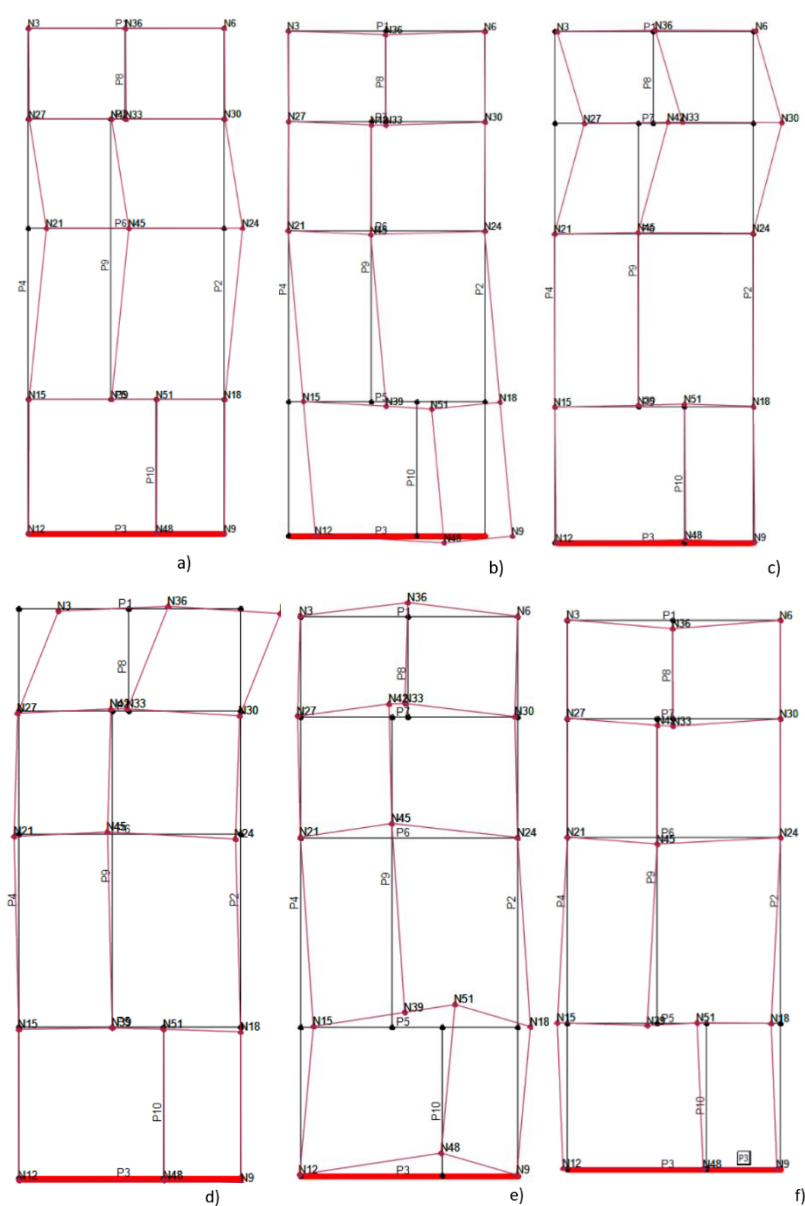


Figura 81. Deformaciones modales de la edificación de MNRL-VA, área media y e=20cm

Deformada	Modo	Periodo (seg)	Masa Participativa (Kg)	Participación (%)
a	1	0.160	140649.039	45.35
b	2	0.112	54963.226	17.72
c	5	0.095	45234.367	14.58
d	9	0.062	22476.654	7.25
e	4	0.100	18832.181	6.07
f	12	0.041	6798.563	2.19

Tabla 14 Resultados de análisis modal de la edificación de MNRL-VA, área media y espesor de 30cm.

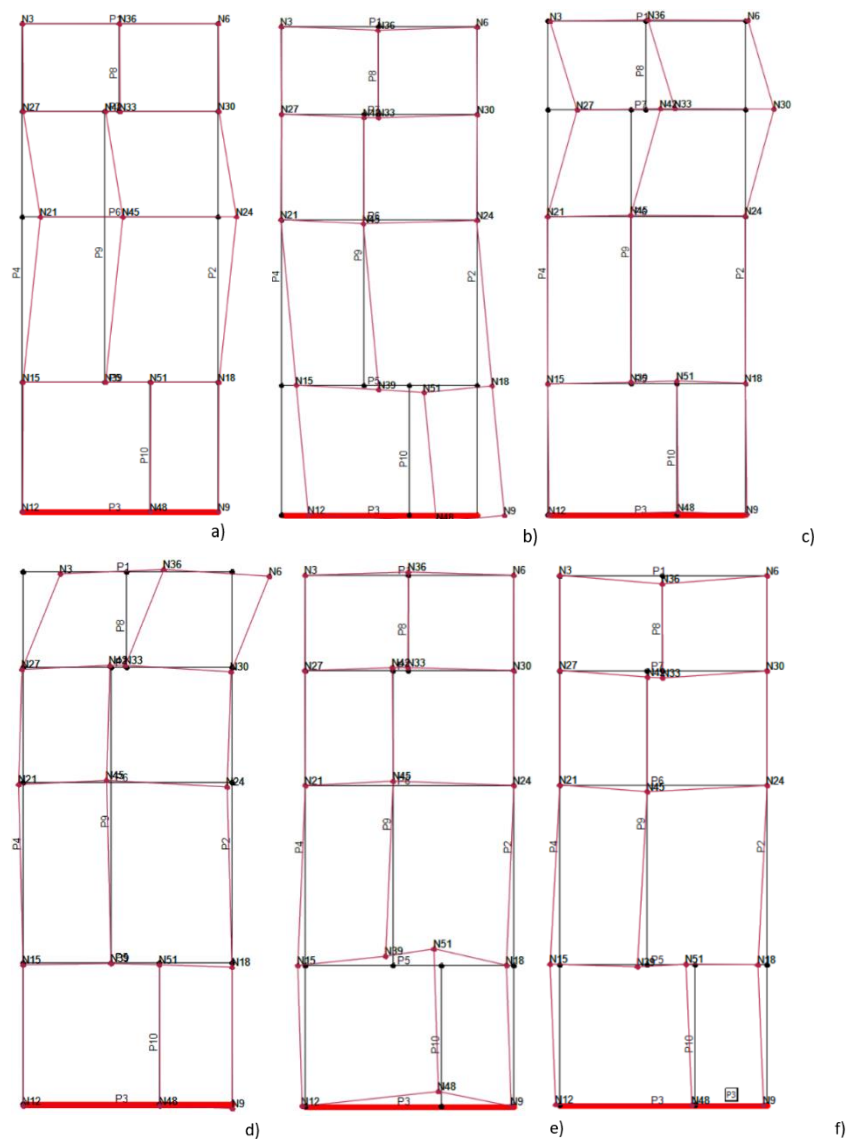
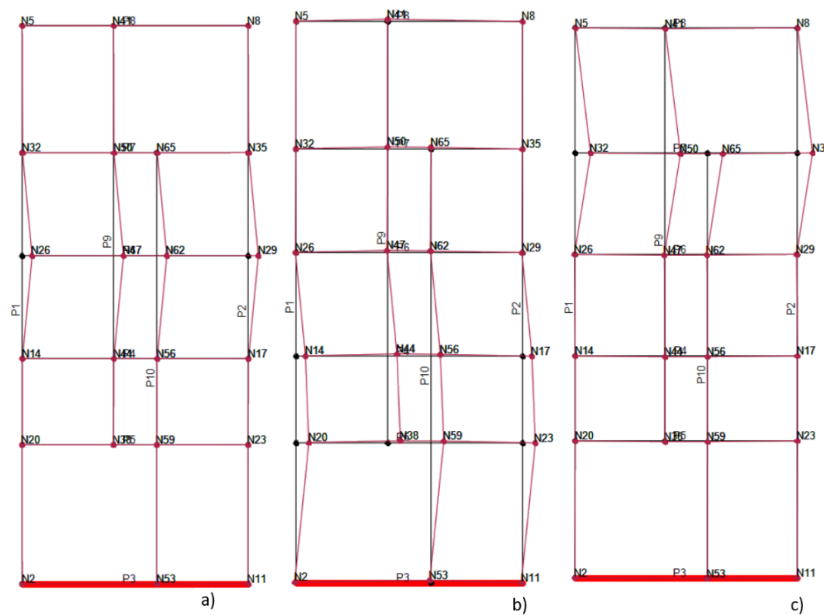


Figura 82. Deformaciones modales de la edificación de MNRL-VA, área media y $e=30$ cm

Al igual que con las edificaciones de MNR, se observa que mientras aumenta el espesor de las paredes de las edificaciones, los periodos de sus modos de vibración disminuyen, es decir, se produce una rigidización de las estructuras. El porcentaje de participación de las masas presenta una leve variación del 1% aproximadamente entre las edificaciones con diferentes espesores de pared. Estos valores de participación de masa son similares a los obtenidos en edificaciones de MNR. Comparando las edificaciones según la tipología constructiva, MNR y MNR con viga de atado, estas últimas presentan mayores periodos en sus modos de vibración lo que se debe a que las vigas de atado disminuyen las dimensiones de los macroelementos (pilares y *spandrels*) resistentes. Además, observando los gráficos de deformaciones, la respuesta modal también se presenta a nivel local de ciertas paredes y no global de la estructura. Comparando esta metodología constructiva con la MNR, se puede observar que la viga de atado no genera diferencias marcadas en el análisis modal de las estructuras.

Deformada	Modo	Periodo (seg)	Masa Participativa (Kg)	Participación (%)
a	1	0.195	137332.972	41.00
b	5	0.102	51954.645	15.51
c	3	0.133	51835.137	15.47
d	2	0.164	36214.176	10.81
e	8	0.073	25713.375	7.68
f	7	0.080	6289.978	1.88

Tabla 15 Resultados de análisis modal de la edificación de MNRL-VA, área grande y espesor de 15cm.



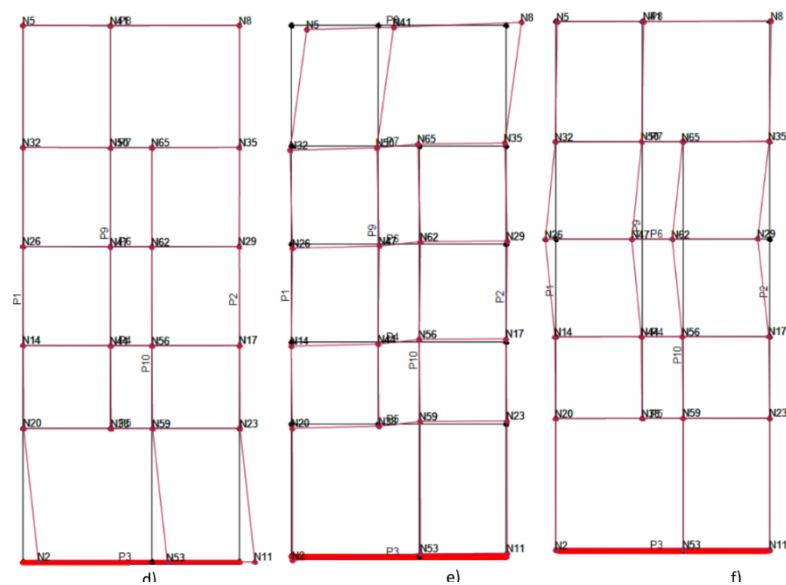


Figura 83. Deformaciones modales de edificación de MNRL-VA, área grande y $e=15\text{cm}$

Como se ha venido observando, los modos de vibración predominantes representan respuestas locales de ciertas paredes dentro de la estructura en vez de una respuesta global conjunta de toda la estructura.

A continuación, se presentan los análisis modales de la edificación de área media de mampostería confinada con un espesor de paredes igual a 15cm.

Deformada	Modo	Periodo (seg)	Masa Participativa (Kg)	Participación (%)
a	1	0.101	156427.021	63.52
b	2	0.080	57139.662	23.20
c	8	0.042	13910.655	5.65
d	10	0.036	6081.690	2.47
e	3	0.069	4583.032	1.86
f	7	0.046	3330.127	1.35

Tabla 16 Resultados de análisis modal de la edificación de MC, área media y espesor de 15cm.

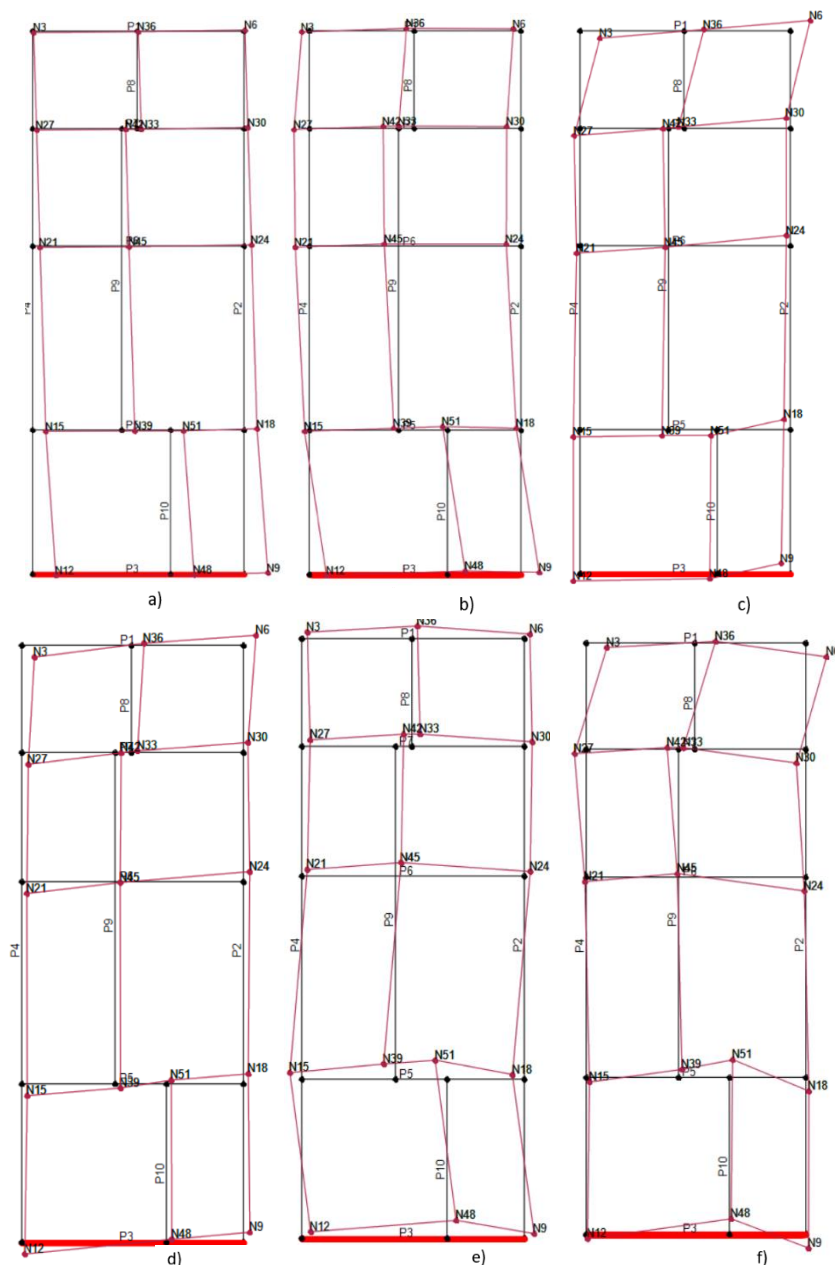


Figura 84. Deformaciones modales de edificación de MC, área media y $e=15\text{cm}$

Las deformaciones observadas en el primer modo de vibración de la edificación de mampostería confinada presentan una respuesta global; en cambio, los primeros modos de vibración de las otras tipologías (MNR y MNRL-VA) se presentan como una respuesta local de determinadas paredes. Esto se debe, adicionalmente, al cambio del sistema de piso por uno más rígido.

El porcentaje de participación de la masa total incrementa desde un 45% de la MNR y MNRL-VA a un 63,5% de la mampostería confinada (MC) lo cual implica que se redujo la posibilidad que se produzcan efectos torsionales dentro de las edificaciones. El cambio del sistema del piso y el tipo de ladrillo que conforma la mampostería, así como también, la inclusión de columnas de hormigón armado, hacen que la edificación de mampostería confinada se rigidice y por tanto

presente mayor resistencia ante cargas laterales. Esto se puede apreciar en los valores de los periodos de vibración de las estructuras, siendo mucho menores para la edificación de MC.

6.2. Curvas de capacidad

El objetivo principal de este trabajo de titulación es evaluar la capacidad sismorresistente de las edificaciones mediante análisis estáticos no lineales. Asimismo, se buscan evaluar la influencia de los siguientes parámetros: 1) espesor de paredes, 2) sistema de piso, 3) área de construcción, 4) calidad de materiales, 5) tipo de varilla de refuerzo y 6) la tipología de construcción. Para lograr el objetivo anterior se presentan sets de curvas de capacidad que permitan visualizar la influencia de cada parámetro. Se realizaron todos los modelos presentes en la Figura 84, pero sólo se presentarán los sets antes mencionados.

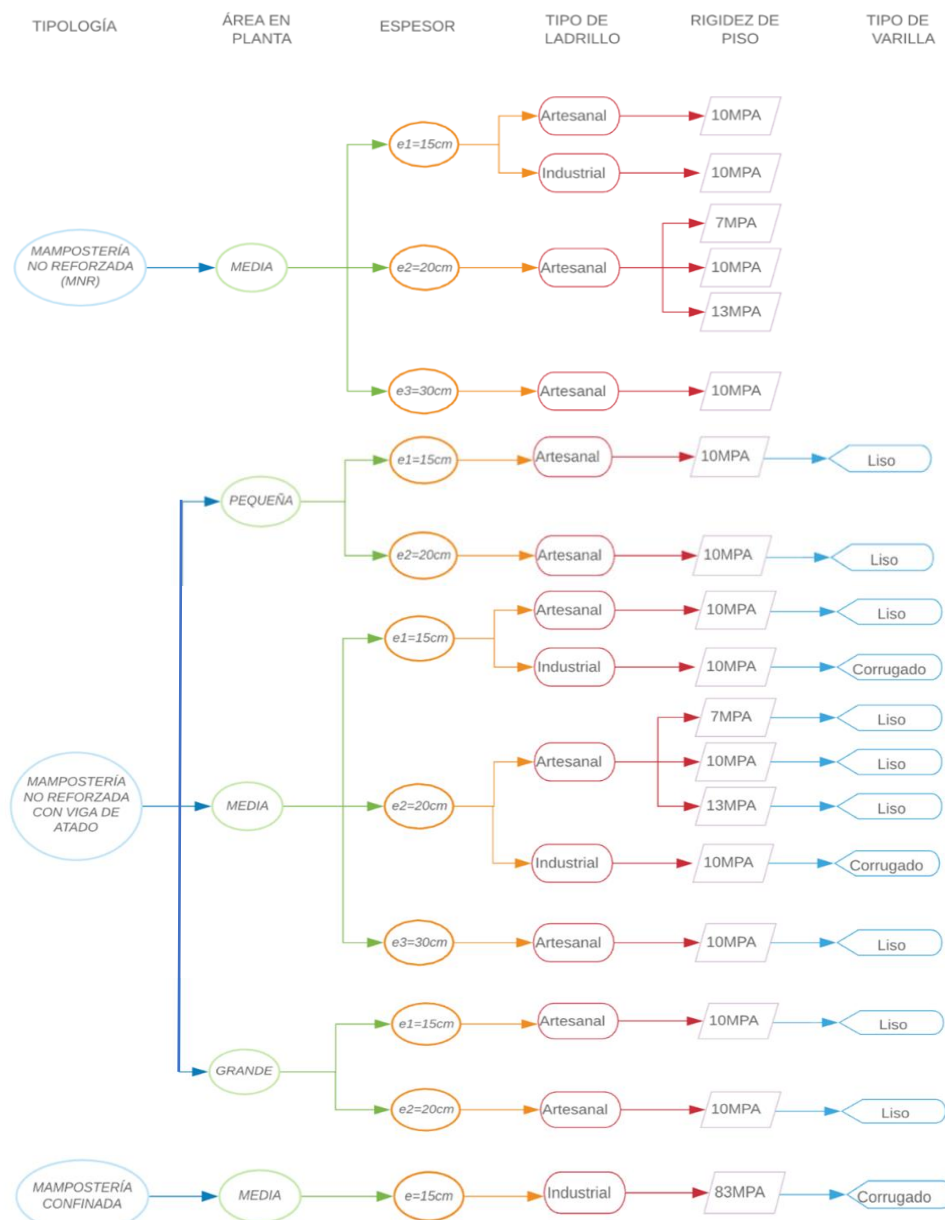


Figura 85. Set de modelos a implementar en 3Muri

- **Mampostería no reforzada**

- ***Influencia del espesor de paredes.***

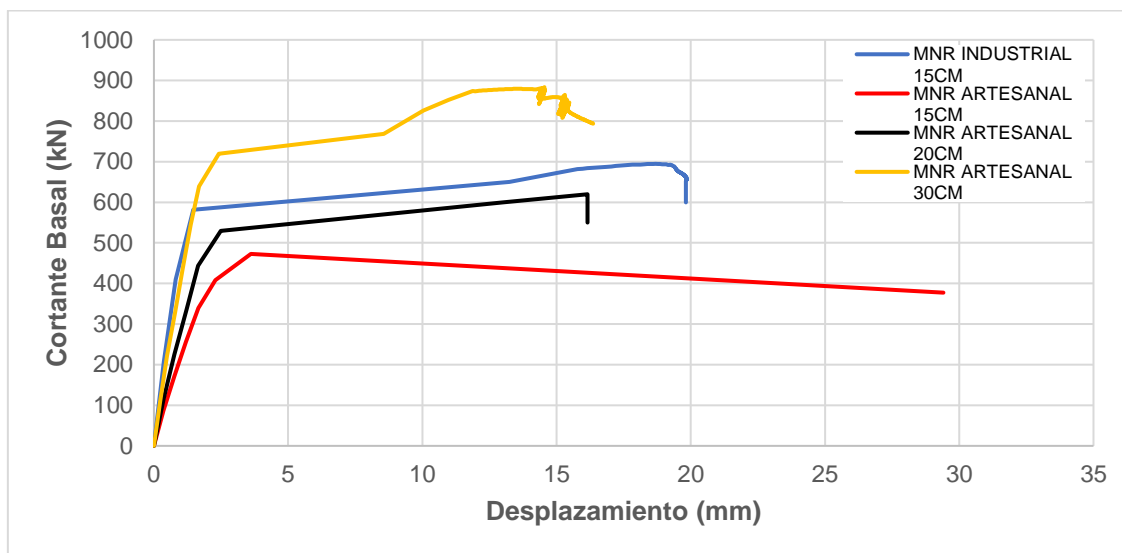


Figura 86 Curvas de capacidad para edificaciones de MNR de área media con ladrillos artesanal e industrial y diferentes espesores de pared.

A medida que se incrementa el espesor de las paredes también lo hace el cortante basal máximo. Además, como se pudo ver en el análisis modal, el espesor de paredes es directamente proporcional a la rigidez de la estructura; es decir, que mientras más rígida la estructura, menores son los desplazamientos esperados, lo cual se puede observar en la Figura 85 con los espesores de pared de 15 y 30cm.

- ***Influencia de la rigidez del piso***

Es importante tomar en cuenta la influencia de la rigidez de piso en la respuesta sísmica de la edificación para ello se modeló la edificación de MNR de área media con paredes de 20cm y se cambió el módulo de corte del diafragma, originalmente de 10 MPa, por 7 y 13 MPa. A continuación, se presenta las curvas de capacidad para cada modelo.

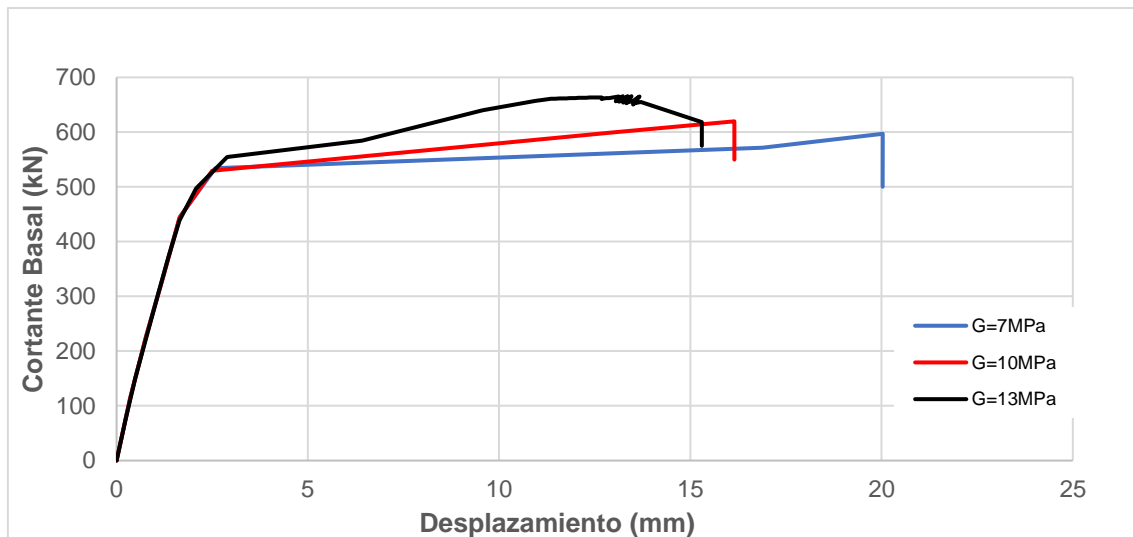


Figura 87 Curvas de capacidad para edificaciones de MNR de área media de ladrillo artesanal y $e=20\text{cm}$ con variaciones de rigidez de piso.

Esta gráfica indica que la rigidez del sistema de piso no influye en la respuesta elástica de la estructura, pero durante el rango plástico hay diferencias notables en términos de desplazamientos máximos, más no en términos de resistencias máximas. Es importante mencionar que, el sistema de piso rígido mejora la transferencia de cargas laterales, haciendo que, las paredes trabajen en conjunto lo que significa desplazamientos más uniformes.

- **Mampostería no reforzada de ladrillo con viga de atado**
 - **Influencia de las áreas de construcción.**

Para verificar la influencia del área de construcción en la respuesta sísmica de las estructuras, se utilizó a la edificación de MNRL-VA de mampostería artesanal de 15 y 20cm de espesor de paredes y rigidez del piso igual a $G=10\text{ MPa}$.

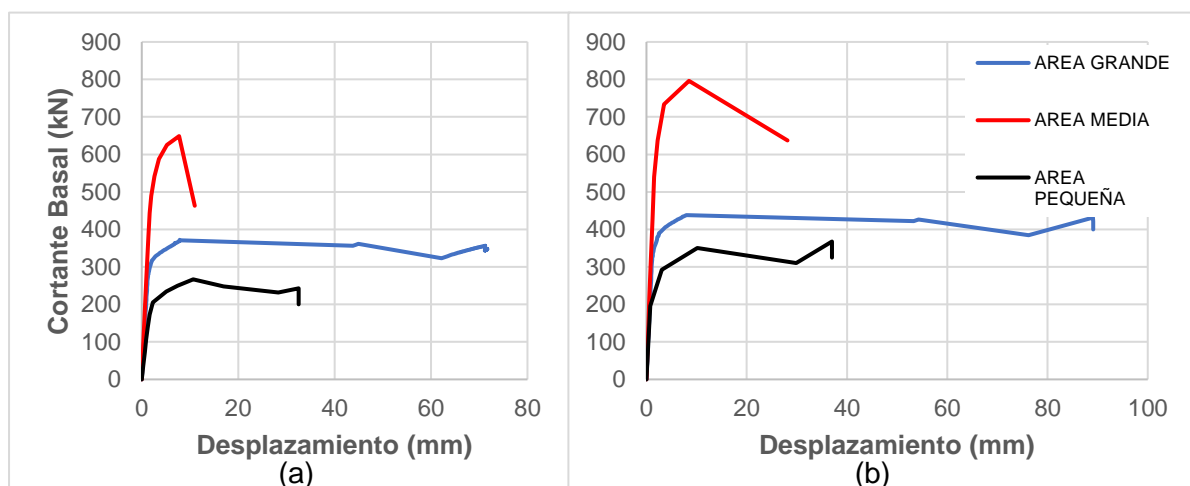


Figura 88 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de mampostería artesanal con variación de área de construcción para: a) $e=15\text{cm}$ y b) $e=20\text{cm}$.

En la Figura 88(a) se tiene comparaciones de edificaciones de espesor de paredes de 15cm; mientras que, en la Figura 88(b), se comparan las edificaciones de espesor de paredes de 20cm. Este análisis tiene como hipótesis de partida que el número de paredes portantes es proporcional al área de construcción, es decir, el área de construcción pequeña tendrá menor número de paredes portantes que el de área mediana; y este, asimismo tendrá un número menor al del área grande. También se parte de que, si es mayor el número de paredes portantes, mayor será también la capacidad sísmica de la estructura.

Como se observa en la Figura 88 la curva de fuerza-desplazamiento de la edificación de área media es mayor que las curvas de las otras edificaciones, contradiciendo la hipótesis con la que se partió esta sección. Estos resultados pueden tener influencia por la ubicación y tamaño de las aberturas que se presentan en las edificaciones, haciendo que algunos macroelementos tengan dimensiones muy pequeñas y fallen tempranamente. Además, el edificio de área grande presenta distribución de vanos irregulares (tamaños variables); mientras que, en la edificación media el tamaño de los vanos es más regular.

○ **Influencia de los espesores de pared**

Las siguientes gráficas muestran las edificaciones con los mismos parámetros de rigidez de piso (10MPa) y mampostería de ladrillo artesanal haciendo variaciones en los espesores de paredes. Se realizan tres gráficas: 1) edificación de área pequeña, 2) edificación de área media y 3) edificación de área grande.

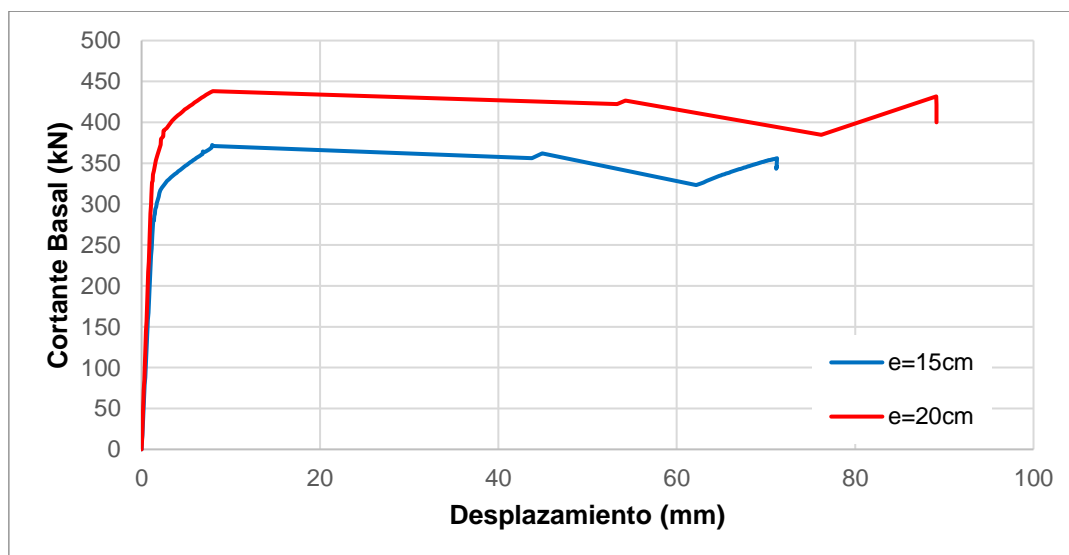


Figura 89 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de mampostería artesanal, área grande y módulo de corte para piso de $G=10\text{MPa}$ con variaciones de espesor de paredes.

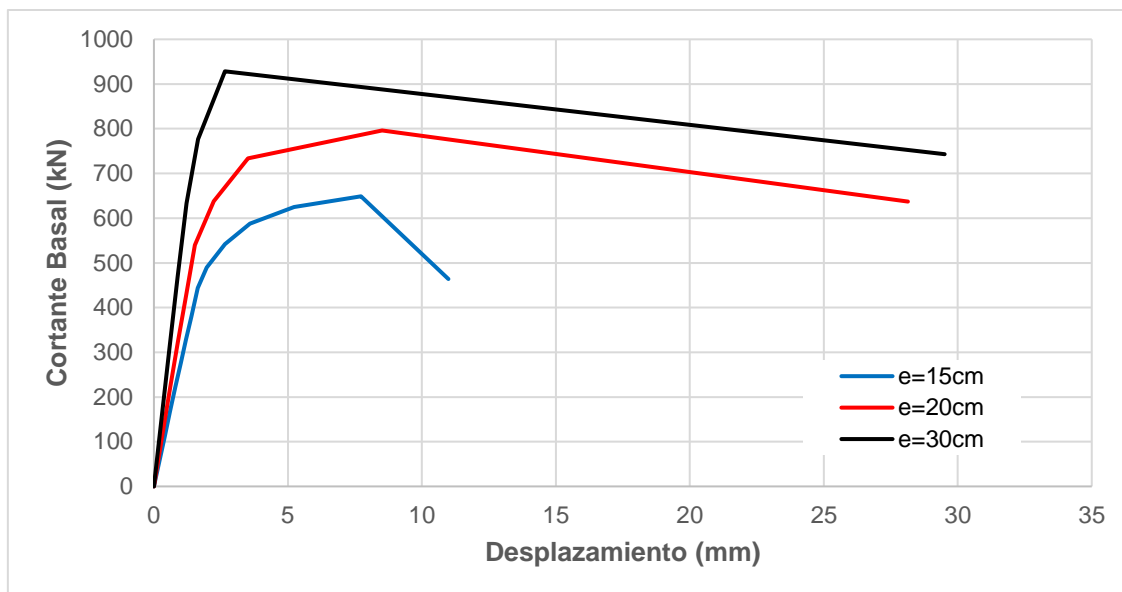


Figura 90 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de mampostería artesanal, área media y módulo de corte para piso de $G=10\text{MPa}$ con variaciones de espesor de paredes.

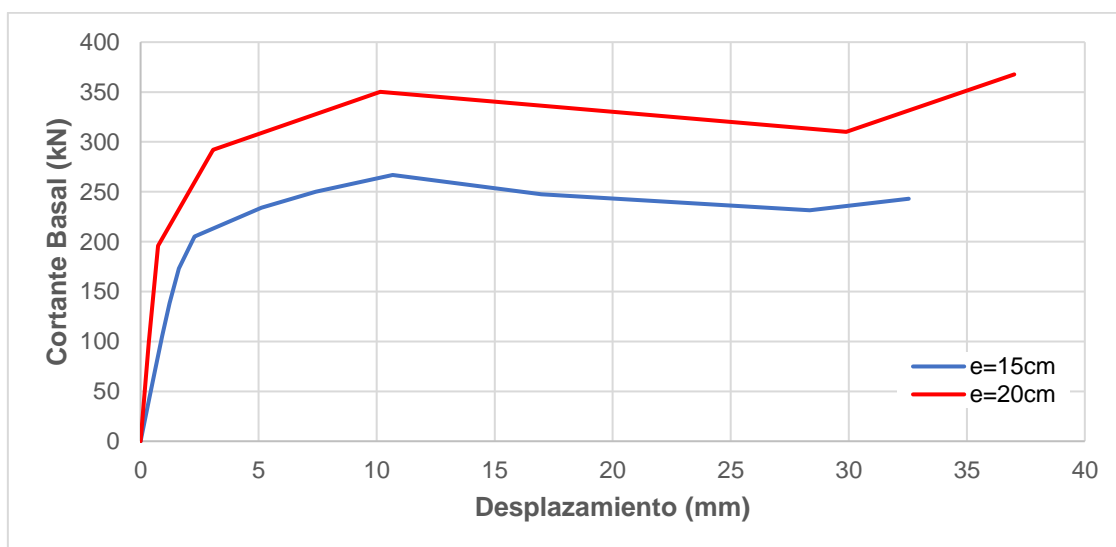


Figura 91 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de mampostería artesanal, área pequeña y módulo de corte para piso de $G=10\text{MPa}$ con variaciones de espesor de paredes.

Como se puede observar sólo en la edificación de área grande la respuesta en el rango elástico es similar para ambos espesores de pared; en los demás casos las curvas presentan variabilidad considerable. En términos de resistencia, al igual que con la edificación de MNR, mientras mayor es el espesor de las paredes aumenta el cortante basal máximo de la estructura. La resistencia máxima de la estructura de área media supera aproximadamente en dos veces, en todos los espesores, a la de las otras áreas de construcción. En cuanto a desplazamientos, las gráficas de la edificación de área media generan los mayores desplazamientos dentro del rango plástico de todos los modelos. Se puede observar también que, los desplazamientos últimos aumentan a medida que el espesor de las paredes también lo hacen. Se puede decir entonces, que la fluencia de las estructuras es directamente proporcional al espesor de las paredes que las componen.

- **Influencia del tipo de ladrillo**

En las siguientes figuras se exponen las curvas *pushover* de la edificación de área media, con módulo de corte del sistema de piso igual a 10MPa. El tipo de ladrillo y el espesor de paredes se presentan como las características variables.

Como se observa en las gráficas, el ladrillo industrial, debido a sus características mecánicas, aumenta el cortante basal máximo de las edificaciones. En cuestión a las deformaciones máximas, las edificaciones de mampostería de ladrillo artesanal presentan mayor ductilidad y mayores desplazamientos últimos antes de la falla.

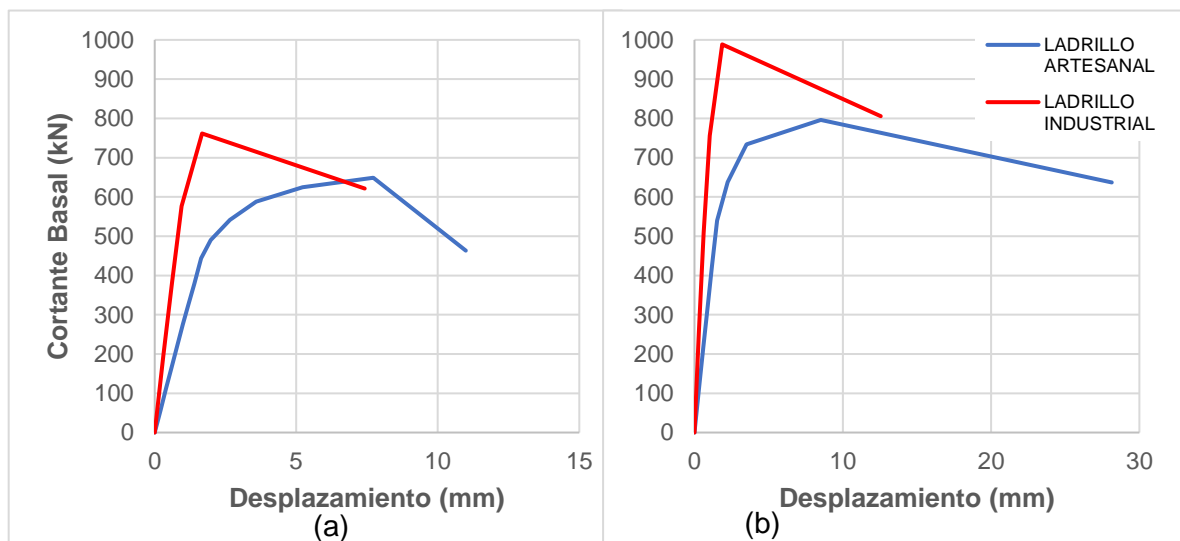


Figura 92 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de área media para a) $e=15$ cm y b) 20cm.

- **Influencia de la rigidez del sistema de piso**

La figura que se presenta es de la edificación de área media de mampostería de ladrillo artesanal de espesor de paredes de 20cm, con variación de la rigidez del sistema del piso.

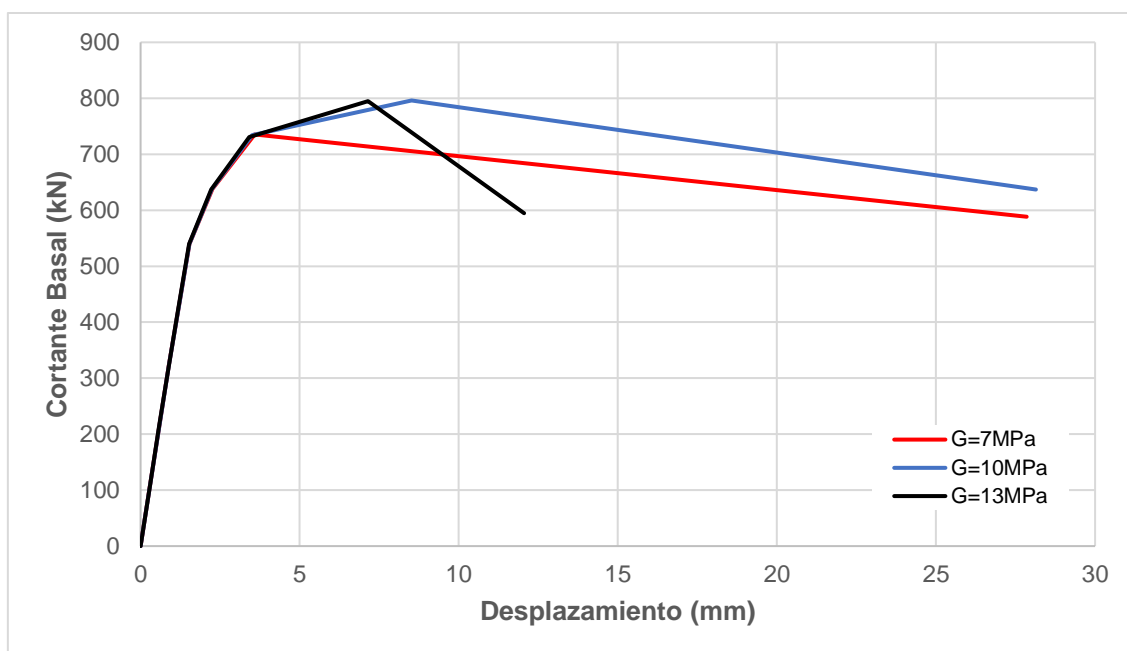


Figura 93 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de mampostería artesanal, área media y espesor de paredes de 20cm con variaciones de la rigidez de piso.

Al igual que la edificación de MNR, la variación de la rigidez del sistema del piso no representa grandes fluctuaciones en la respuesta elástica de las curvas *pushover*. En cuanto a resistencia, tampoco hay grandes variaciones en el valor del cortante máximo entre las curvas presentadas. La diferencia bien marcada se presenta en las deformaciones máximas. El piso con $G=13\text{MPa}$ representa aproximadamente la mitad de desplazamiento que los demás modelos, esto puede deberse a que el módulo de corte mayorado rigidiza la estructura y no permite que se desarrollen mayores desplazamientos.

○ **Influencia del tipo de varilla**

La figura mostrada a continuación es de la edificación de área media con viga de atado con rigidez del sistema de piso igual a 10MPa . Las variables que se modificarán son: el acero de refuerzo de la viga de atado y el tipo de ladrillo de la mampostería. Las paredes tienen un espesor de 15cm.

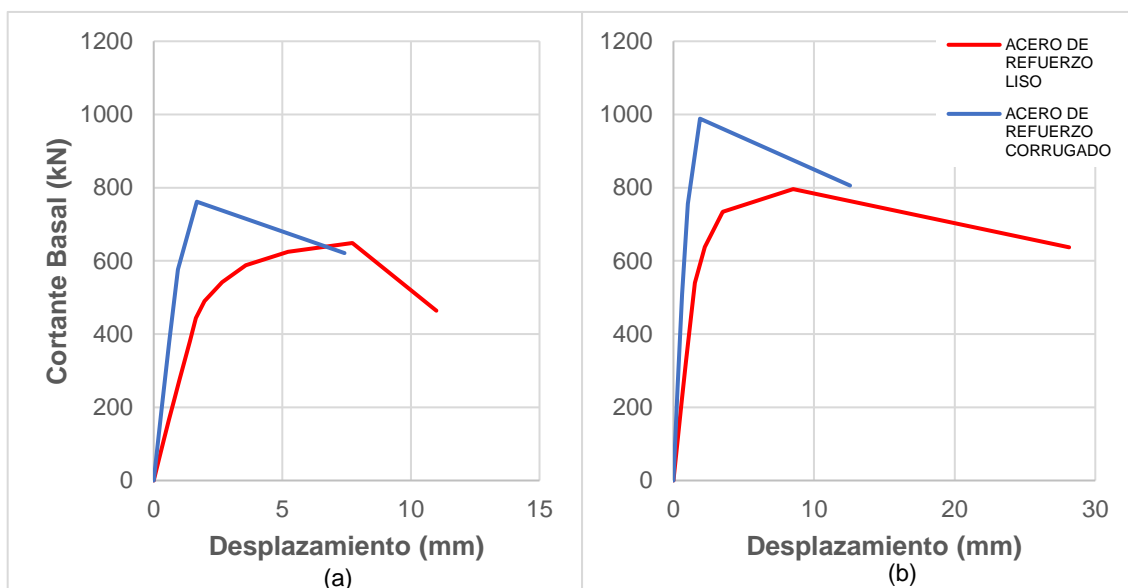


Figura 94 Curvas de capacidad para edificaciones de MNRL-VA de área media, $G=10$ MPa para sistema de piso, espesor de paredes de 15cm con variación del tipo de varilla de refuerzo en la VA para: a) mampostería de ladrillo artesanal, y b) mampostería de ladrillo industrial

Como se puede observar en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, el acero de refuerzo corrugado rigidiza la estructura y por tanto aumenta el cortante basal máximo que puede soportar. Cabe mencionar que el acero de refuerzo corrugado fue modelado junto con paredes de mampostería de ladrillo industrial. Por el contrario, el acero de refuerzo liso se usó con paredes de mampostería artesanal. Como se ha mencionado, la mampostería industrial, y ahora también el acero de refuerzo corrugado, rigidizan la estructura y le otorgan mayor capacidad sísmica, pero disminuyen el desplazamiento máximo. En cambio, el espesor de las paredes aumenta la ductilidad y mejora también la resistencia máxima de las estructuras.

• Efecto tipológico

Para esta figura se toman tres modelos de diferentes tipologías constructivas: MNR, MNRL-VA y mampostería confinada. La edificación a modelar es la misma: área de construcción media y espesores de pared igual a 15cm. En cuanto al tipo de ladrillo usado hay dos distinciones: 1) para el modelo de MNR y MNRL-VA se usa ladrillo artesanal y 2) para el modelo de mampostería confinada se usa ladrillo industrial. Las vigas de atado, tanto en MNRL-VA y MC, están modeladas con acero de refuerzo longitudinal liso; mientras que, las columnas del modelo de MC se modelaron con varillas corrugadas.

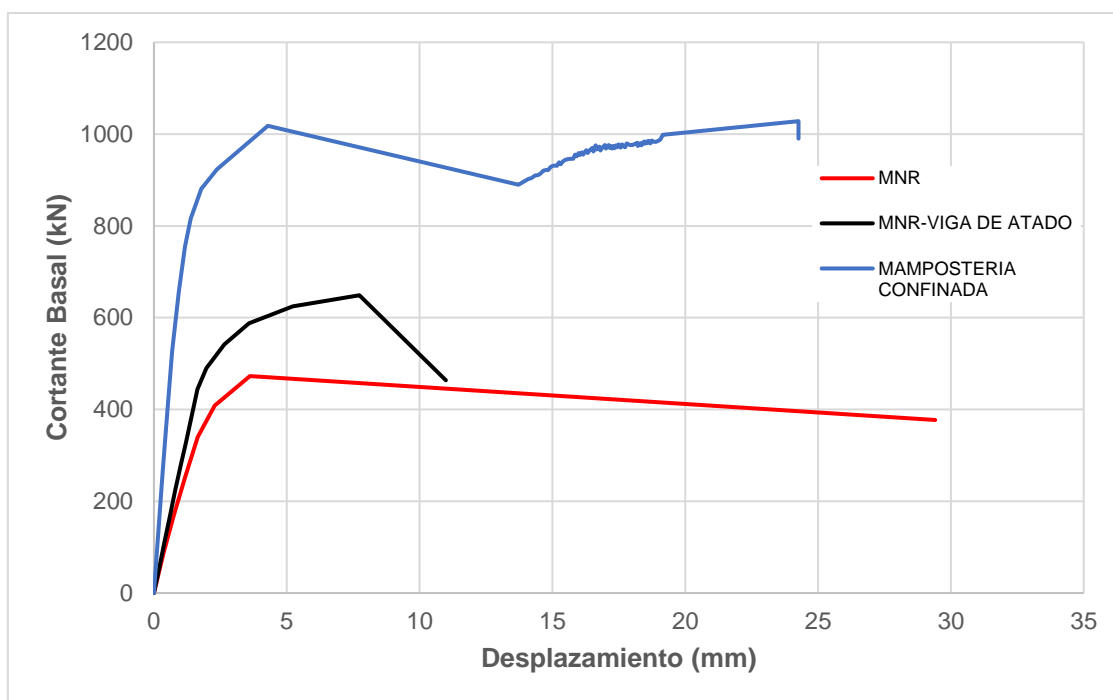


Figura 95 Curvas de capacidad para edificaciones de área media, y G de piso = 10 MPa con variación de la tipología constructiva.

En la Figura 95, las tipologías presentan claras variaciones tanto en el rango elástico como plástico. La tipología de mampostería confinada es la que mayor rigidización otorga a la estructura, así también, durante la fase no lineal, es la única tipología constructiva que presenta una reducción de capacidad; posteriormente, presenta una fase de endurecimiento antes de alcanzar la falla. La tipología de MNRL-VA presenta mejores resultados en resistencia que la MNR, pero reduce la capacidad de desplazamiento de la estructura. En cuanto a la última tipología, la MNR es la que presenta mayores desplazamientos totales, aunque en términos de capacidad, es bastante inferior a las otras tipologías esto debido a las propiedades mecánicas de la mampostería que conforman las paredes. Un aspecto importante a tomar en cuenta es que, para los modelos se asume una respuesta global sin tomar en cuenta la formación de mecanismos que provoquen fallas locales. Únicamente el modelo de MNR no presenta elementos que permitan evitar este tipo de mecanismo de falla; sin embargo, las demás tipologías (MNRL-VA y MC) si presentan elementos como las vigas de atado y cadenas horizontales y verticales. Es pertinente nuevamente mencionar que, para la tipología de MC se rigidizó el sistema de piso, y se nota claramente que, sus elementos de confinamiento y el tipo de sistema de piso son muy beneficiosos para la estructura; por lo que, si las edificaciones de las demás tipologías sean reconstruidas o mejoradas deberían, como mínimo, adecuarse a los parámetros de la tipología de mampostería confinada.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se realizó la evaluación de la capacidad sismorresistente de tres edificaciones de mampostería no reforzada de ladrillo con viga de atado (MNRL-VA) típicas del Centro Histórico de Cuenca. Esta tipología fue predominante en la década de 1960 hasta principios de 1970 cuando surgió la tipología de mampostería confinada, por lo que fue perdiendo influencia dentro de las construcciones de la ciudad. La mayor parte de edificaciones de MNRL-VA fueron construidas de manera informal, sin criterios técnicos y, debido a que la influencia de esta tipología fue efímera, no se desarrollaron normativas de construcción para esta tipología. Todo esto supone que este tipo de edificaciones puedan presentar vulnerabilidad ante la presencia de acciones sísmicas. De ahí nace la necesidad de evaluar el comportamiento sísmico de las edificaciones mediante el método de análisis estático no lineal (*pushover*). Además, se empleó el modelo de pórtico equivalente con macroelementos implementado en 3Muri para el modelado de las estructuras.

Previo a la elaboración del set de modelos a implementar en 3Muri, se realizó una revisión bibliográfica con el fin de obtener información de las edificaciones de MNRL-VA, con lo cual se definieron las características geométricas y mecánicas que son representativas del universo de edificaciones con esta tipología. De esta manera se definió 3 edificaciones prototipo en función del área de construcción: área pequeña, media y grande. Los planos arquitectónicos brindados por la Red Sísmica del Austro permitieron distinguir detalles como: distribución de paredes, tamaño y distribución de aberturas en cada una de las edificaciones, sistema de entresijos y geometría de las vigas de atado. Estos rasgos son comunes con edificaciones presentes en países de Europa como España e Italia, que han desarrollado metodologías de modelización para la evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería. Con estos antecedentes, se consideró adecuado adoptar el modelo de pórtico equivalente con macroelementos desarrollados por Lagomarsino et al. (2013). Este modelo fue implementado en 3Muri, el cual logra capturar los modos de falla de los pilares y *spandrels*, y además permite el modelamiento de estructuras mixtas; por lo tanto, evaluar el comportamiento y modos de falla de la viga de atado de hormigón armado en conjunto con la mampostería. Sin embargo, en el análisis *pushover* no considera el comportamiento local fuera del plano de las paredes de mampostería, por lo cual se asumió como premisa un comportamiento global en el plano de las edificaciones. Finalmente, a fin de obtener un modelo lo más aproximado a la realidad, se adoptó el sistema de piso de envigado de madera con entablado simple, el cual constituye un sistema de diafragma flexible cuya rigidez está en función del módulo de rigidez a corte, y cuyo valor (10 MPa) se basó en estudios y ensayos experimentales de esta tipología de piso, principalmente en los trabajos de Brignola et al. (2009) y Baldessari et al. (2008); adicionalmente en normativas como NZSEE



Y FEMA356, y en la rigidez de las dos direcciones del plano del piso que depende de la configuración y propiedades del envigado de madera.

Con el objetivo de abarcar la mayor cantidad de escenarios posibles, se realizó un análisis paramétrico variando el espesor de paredes, calidad de materiales (basados en el tipo de ladrillo: artesanal e industrial), rigidez de piso y el tipo de varilla. Adicionalmente, se decidió la implementación de otras dos tipologías presentes en el CHC como son MNRL Y MC. De esta manera se puede comparar y apreciar la influencia de cada uno de estos parámetros en la capacidad sismorresistente; así como, en sus modos de vibración.

Definido el set de modelos, se ejecutó el análisis modal en 3Muri para obtener los modos de vibración de las estructuras. Sin embargo, no se obtuvo un comportamiento global de las estructuras de MNRL y MNRL-VA y muestran un comportamiento individual de las paredes producto del tipo de piso y su rigidez y, que se evidencia en bajos porcentajes de masa participativa en sus primeros modos de vibración en los diferentes modelos con estas tipologías. Sin embargo, en el caso de MC se puede apreciar un comportamiento global de la estructura, que en gran parte se debe al sistema de piso (losa con placa colaborante) que aumenta considerablemente su rigidez y que, por lo tanto, incrementa el porcentaje de masa participativa. El análisis modal muestra que, comparando el edificio de área media y espesor de paredes de 15cm, y basados en el periodo del modo con mayor masa participativa, la mayor rigidez se presenta en la edificación de MC, seguida de la edificación de MNR, y finalmente, la edificación de MNRL-VA. Se supondría que la viga de atado de hormigón armado rigidizaría a la estructura, pero los resultados obtenidos se podrían deber a la disminución del tamaño de los macroelementos al modelar la viga de atado. En cuanto a variación de parámetros en las edificaciones área media con MNRL-VA, el espesor de paredes no supone grandes cambios en el porcentaje de masas participativas en edificaciones y los modos de vibración. En cuanto al área de construcción, evidentemente los modos de vibración varían debido a la configuración y geometría de elementos de cada una de las edificaciones prototipo; sin embargo, en términos de masa participativa no presentan grandes cambios.

Los valores de los *drifts*, tanto para flexión y corte, se mantienen constantes para todos los modelos y todos los análisis *pushover* realizados. Los valores de derivas máximas asumidas se basan en códigos de construcción como el código Italiano y el Eurocódigo 8 pero apegado más a la realidad constructiva local. Este trabajo no profundizará en el estudio de estas derivas, pero puede quedar sentada como una nueva línea de investigación a futuro.



Las curvas de capacidad obtenidas son de gran ayuda para comparar la influencia que tienen cada uno de los parámetros establecidos. De éstas se concluye que:

MNR

- El aumento de espesor de paredes para edificaciones de MNR con ladrillo artesanal e industrial supone un incremento en la capacidad de resistencia de la estructura; por el contrario, las capacidades de desplazamiento disminuyen.
- Respecto a la rigidez de piso, a medida que el piso tiene mayor rigidez, la capacidad de resistencia la edificación aumenta. La rigidez en el rango elástico es prácticamente la misma, mostrando cambios en la curva de capacidad en el rango inelástico con un leve endurecimiento.

MNRL-VA

- En las edificaciones de MNRL-VA con diferente área de construcción, las curvas *pushover* muestran que la capacidad es independiente de este parámetro, esto se debe principalmente a que las edificaciones difieren en: geometría, tamaño de aberturas, distribución, cantidad de paredes, simetría, etc. que influyen en la capacidad sismorresistente de las edificaciones.
- En términos de espesor de paredes las curvas de capacidad al igual que la tipología de MNR muestra que con el incremento de espesor de paredes la capacidad máxima de las edificaciones aumenta. Al contrario de lo que sucede en MNR a mayores espesores de paredes, mayores desplazamientos.
- La mejora en calidad de materiales implica mejorar las propiedades mecánicas de los materiales con el fin que la estructura muestre un mejor comportamiento tanto en capacidad como en desplazamientos. Sin embargo, aunque efectivamente la capacidad máxima aumenta con mejor calidad de ladrillo, los desplazamientos máximos disminuyen. La curva de capacidad del caso de ladrillo industrial muestra una falla frágil, mientras que, con ladrillo artesanal, la curva muestra un comportamiento de falla dúctil.
- En cuanto a rigidez de piso, al igual que la MNR; con mayor rigidez de piso, aumenta la capacidad sismorresistente, aunque este incremento no es muy significativo en comparación con otros parámetros. El rango inelástico de las curvas no muestra un patrón de cambio significativo en cuanto a medida que la rigidez aumente o disminuya.
- Otro factor a tomar en cuenta es, el tipo de varilla usado en las vigas de atado, que como se observó en la salida de campo, la totalidad de las edificaciones presentan varilla lisa, y no corrugada como se usa hoy en día. Los resultados muestran mayor capacidad de resistencia, y menores desplazamientos máximos y ductilidad en las edificaciones con

varilla corrugada en comparación con aquellas edificaciones con varilla lisa. Sin embargo, hay que recalcar que la varilla corrugada se usó en el modelo con ladrillo industrial, mientras que, la varilla lisa fue usada en el modelo con ladrillo artesanal por lo que la influencia de la calidad de materiales de las paredes también tiene influencia.

Tipología Constructiva

- Al comparar diferentes tipologías constructivas, la capacidad sismorresistente de la edificación de MC muestra ser mayor a las otras tipologías; este mejor comportamiento está fuertemente influenciado por la elevada rigidez en el plano del sistema de piso; así como también, del aporte de rigidez tanto de cadenas horizontales como verticales a la estructura. La MNRL-VA tiene mayor capacidad que la MNR; sin embargo, presenta menores desplazamientos máximos que las otras tipologías.

La capacidad sismorresistente de las edificaciones está muy ligada a su simetría constructiva, distribución de paredes y tamaño y ubicación de las aberturas. Sin embargo, las edificaciones estudiadas fueron diseñadas para cumplir requisitos con un enfoque más arquitectónico y de uso que de seguridad estructural. Por tal razón, las edificaciones pueden presentar un comportamiento sísmico inadecuado. Además, otro factor importante es el sistema de piso, que es muy decisivo en el comportamiento de la estructura, ya que puede inducir comportamientos fuera del plano de las paredes y por tanto la edificación no responderá de manera global ante sismos. La presencia de la viga de atado resulta muy útil en este sentido, pues inhibe la aparición de mecanismos no deseados; no obstante, esto también está influenciado por la conexión que existe con el sistema de piso, que no muestra ser bueno. De ahí que, en la práctica de la evaluación sísmica se recomienda realizar análisis previo de mecanismos fuera de plano, a fin de descartarlos o en caso que se presenten buscar soluciones ante estos problemas.



8. BIBLIOGRAFÍA

ACI Committee 318, & American Concrete Institute. (2019). *ACI 318-19: Building code requirements for structural concrete: commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute.

American Concrete Institute, American Society of Civil Engineers, Masonry Society, & Masonry Standards Joint Committee. (2013). *Building code requirements and specification for masonry structures: Containing Building code requirements for masonry structures (TMS 402-11/ACI 530-11 / ASCE 5-11), Specification for masonry structures (TMS 602-11 / ACI 530.1-11 / ASCE 6-11) and companion commentaries / developed by the Masonry Standards Joint Committee (MSJC)*. The Masonry Society; American Concrete Institute; American Society of Civil Engineers.

Andrade, R., & Fernández, V. (1973). *El ladrillo como material de construcción* [Bachelor Thesis, Universidad de Cuenca]. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/6801>

Angumba, P. (2016). *Ladrillos elaborados con plástico reciclado (PET), para mampostería no portante* [Tesis previa a la obtención del grado de Magister en construcciones (MSc)]. Universidad de Cuenca.

Arias, R., & Espinoza, M. (1990). *El ladrillo como acabado en la vivienda* [Bachelor Thesis, Universidad de Cuenca]. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/5668>

Baldessari, C., Piazza, M., & Tomasi, R. (2008, octubre). The role of in-plane floor stiffness in the seismic behavior of traditional buildings. s.

Bravo, D., & Flores, L. (2015). *Tesis Análisis Estático No lineal de paredes de Ladrillo.pdf* [Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero Civil]. Universidad de Cuenca.

Brignola, A., Pampanin, S., & Podestà, S. (2009). Evaluation and control of the in-plane stiffness of timber floors for the performance-based retrofit of URM buildings. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 42(3), 204-221. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.42.3.204-221>

Caldas, V., & Sígcha, P. (2017). *Breve análisis cronológico de la introducción de materiales relevantes, dentro de las edificaciones del centro histórico de Cuenca entre los años 1880 y 1980* [Tesis previa a la obtención del título de arquitecto]. Universidad de Cuenca.

Cardenas, X., & Cabrera, C. (1990). *Utilización de lastre para la elaboración de bloques* [Bachelor Thesis, Universidad de Cuenca]. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/5664>

Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2013). Seismic assessment of mixed masonry-reinforced concrete buildings by non-linear static analyses. *Earthquakes and Structures*, 4(3), 241-264. <https://doi.org/10.12989/eas.2013.4.3.241>

D'Ayala, D. (2000). *Establishing correlation between vulnerability and damage survey for churches.* Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), Auckland, New Zealand.

Fabian, R. (2017). *Valutazione numerica e analitica della rigidezza nel piano di solai in legno.*

Frumento, S., Giovinazzi, S., Lagomarsino, S., & Podestà, S. (s. f.). *Seismic retrofitting of unreinforced masonry buildings in Italy.*



- Jiménez, J. (2002). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones de Cuenca mediante técnicas de simulación*. Escuela Politécnica Nacional.
- Jiménez, J. (2016). *Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: Modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad* [Tesis Doctoral]. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Jiménez, J., Cabrera, J., Sánchez, J., & Avilés, F. (2018). Vulnerabilidad sísmica del patrimonio edificado del Centro Histórico de la Ciudad de Cuenca: Lineamientos generales y avances del proyecto. *MASKANA*, 9(1), 59-78. <https://doi.org/10.18537/mskn.09.01.07>
- Lagomarsino, S., Galasco, A., Penna, A., & Cattari, S. (2008). *TREMURI Research Manual*.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2013). TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56, 1787-1799. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.002>
- López, J., Oller, S., & Oñate, E. (1998). *Cálculo del comportamiento de la mampostería mediante elementos finitos* [Reporte Técnico]. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- Lourenço, P. (1996). *Computational strategies for masonry structures* [PhD Tesis].
- Manzi, N. (2017). *Valutazione della risposta sismica di un edificio esistente in muratura: Analisi dei meccanismi globali e locali* [Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile]. Università Degli Studi Di Cassino E Del Lazio Meridionale.
- Marqués, R., & Lourenço, P. B. (2014). Unreinforced and confined masonry buildings in seismic regions: Validation of macro-element models and cost analysis. *Engineering Structures*, 64, 52-67. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.01.014>
- Morocho, L. (2018). *Aplicación de métodos simplificados para la predicción de daño sísmico en estructuras de baja altura* [Maestría en métodos]. Universidad Politécnica Salesiana.
- NCh 1928. (2009). *NCH1928 Albañilería Armada: Requisitos para el diseño y cálculo*. <http://tipbook.iapp.cl/ak/7ba2f4bd8e4ba3715cad4afabda5061914006c38/embed/view/nch1928>
- NEC-SE-HM. (s. f.). *NEC-SE-HM-Hormigón-Armado*.
- NEC-SE-MP-Mampostería-Estructural. (2015). *NEC-SE-MP-Mampostería-Estructural*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-MP-Mamposteria-Estructural.pdf>
- Neira, F., & Ojeda, L. (1992). *Dinteles de ladrillo armado* [Bachelor Thesis]. Universidad de Cuenca.
- Norma Técnica E-070 Albañilería. (2006). *Norma Técnica E-070 Albañilería*.
- NSR-10. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*.
- NTE INEN 1510. (s. f.). *NTE INEN 1510: Acero. Alambre liso trefilado en frío para hormigón armado. Requisitos: Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN)*. Recuperado 4 de febrero de 2020, de <https://archive.org/details/ec.nte.1510.1987/page/n3/mode/2up>
- Penna, A., & Ferrata, V. (2011). *3D Frame-Type Macro-Element Modeling for Seismic Analysis of Masonry Buildings*. 8.
- Penna, A., Lagomarsino, S., & Galasco, A. (2014). A nonlinear macroelement model for the



seismic analysis of masonry buildings: NONLINEAR MACROELEMENT MODEL FOR SEISMIC ANALYSIS OF MASONRY BUILDINGS. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(2), 159-179. <https://doi.org/10.1002/eqe.2335>

Peñaloza, G., & Barrera, J. (2018). *Análisis paramétrico de la respuesta sísmica global de una edificación de mampostería no reforzada típica del Centro Histórico de Cuenca* [Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil]. Universidad de Cuenca.

Peralta, M. (2012). *ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL HOSPITAL DE VIELHA* [Tesis de Maestría en Ingeniería de terrenos e Ingeniería sísmica]. UPC BARCELONATECH.

Preciado, A., Rodriguez, O., Gutierrez, N., & Rubio, O. (2016, junio). *Ingeniería Estructural sensibilizada ante riesgos naturales aplicada a la protección del patrimonio histórico*. 1er Congreso Internacional sobre Sustentabilidad en los Hábitats, Universidad ITESO, Guadalajara, México.

Quinteros, R. (2014). *Modelización del comportamiento de estructuras de mampostería mediante la teoría de homogenización* [Tesis Doctoral]. Universidad Nacional de Salta.

Rondón, E. M., Araújo, I. G., & Cho, G. C. (2007). *Aplicación de los conjuntos difusos en la evaluación de los parámetros de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de mampostería*. 23.

Savino, F. (2012). *INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO PER EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA. CASO STUDIO: SCUOLA MEDIA DEL COMUNE DI SANT'ARCANGELO (PZ)*.

Simbaña, J. C. S., & Escobar, J. E. M. (2009). *PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DEL EUCALIPTO Y APLICACIÓN AL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA PARTE DE UNA GRANJA INTEGRAL, UBICADA EN EL IASA I*. Escuela Politécnica del Ejército.

S.T.A Data. (s. f.). *3Muri Manual 12.1.1*.

S.T.A Data. (2018). *3Muri brochure 11.5*.

Tavárez, J. (2016). *Análisis Estático y Dinámico Incremental de una estructura de muros de hormigón armado en la República Dominicana* [Tesis de Maestría en Ingeniería de terrenos e Ingeniería sísmica]. UPC BARCELONATECH.

Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>

Zalamea, E. (2012). *Mampostería post-tensada: Una alternativa constructiva para Ecuador* [Tesis previa a la obtención del grado de Magister en construcciones (MSc)]. Universidad de Cuenca.

Zeevaert, L. (2001a). *Compendio de sismo-geodinámica: Selección de artículos del Dr. Leonardo Zeevaert Wiechers sobre ingeniería sísmica*. Fundación ICA : UAEM : SMMS.

Zeevaert, L. (2001b). *Compendio de sismo-geodinámica: Selección de artículos del Dr. Leonardo Zeevaert Wiechers sobre ingeniería sísmica: Edificaciones de mampostería para vivienda*. Fundación ICA : UAEM : SMMS.